



TUGAS AKHIR - RC 141501

# MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJA DENGAN METODE *DUAL SYSTEM* DI DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

DODY HARY SASMITO  
NRP. 3114.106.043

Dosen Pembimbing I :  
Dr . Techn. Pujo Aji , ST., MT.

Dosen Pembimbing II :  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Program Studi Lintas Jalur  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017





**TUGAS AKHIR - RC14-1501**

# **MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJA DENGAN METODE *DUAL SYSTEM* DI DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI**

**DODY HARY SASMITO**  
**NRP. 3114.106.043**

**Dosen Pembimbing I :**  
**Dr . Techn. Pujo Aji , ST, MT.**

**Dosen Pembimbing II :**  
**Ir. Kurdian Suprpto, MS**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**Program Studi Lintas Jalur**  
**Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan**  
**Institut Teknologi Sepuluh Nopember**  
**Surabaya 2017**





**FINAL PROJECT - RC14-1501**

***STRUCTURE DESIGN MODIFICATION OF OFFICE  
BUILDING GRAHA ATMAJA METHOD WITH DUAL  
SYSTEM IN AREA OF HIGH SEISMIC RISK***

DODY HARY SASMITO  
NRP. 3114.106.043

*Lectures I :*

Dr . Techn. Pujo Aji , ST, MT.

*Lectures II :*

Ir. Kurdian Suprpto, MS

**DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**  
***Extension Scholar Study Program***  
***Faculty of Civil Engineering and Planning***  
***Sepuluh Nopember Institute of Technology***  
**Surabaya 2017**



## LEMBAR PENGESAHAN

### MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJA DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

**DODY HARY SASMITO**

Nrp. 3114 106 043

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Dr. techn Puji Aji, ST, MT

2. Ir. Kurdian Suprpto MS



Surabaya,

Januari 2017

***“halaman ini sengaja dikosongkan”***



# **MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJA DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI**

Nama Mahasiswa : Dody Hary Sasmito  
NRP : 3114106043  
Jurusan : Program Studi Sarjana Lintas  
Jalur, Teknik Sipil FTSP-ITS  
Dosen Pembimbing : Dr. techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto

## **ABSTRAK**

Proyek Pembangunan Gedung Kantor Graha Atmaja ini dimodifikasi dan dirancang ulang dengan menggunakan metoda Sistem Ganda, sesuai SNI 03-2847-2013 dan SNI 03-1726-2012. Struktur tersebut direncanakan berjumlah 10 lantai dan terletak didaerah resiko gempa tinggi (Yogyakarta). Sistem Ganda adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh *space frame*, sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh *space frame* dan *shearwall*. Space frame sekurang-kurangnya memikul 25% dari beban lateral dan sisanya dipikul oleh *shearwall*. Karena *shearwall* dan *space frame* dalam Sistem Ganda merupakan satu kesatuan struktur maka diharapkan keduanya dapat mengalami defleksi lateral yang sama atau setidaknya *space frame* mampu mengikuti defleksi lateral yang terjadi. *Shearwall* adalah dinding geser yang terbuat dari beton bertulang dimana tulangan-tulangan tersebut yang akan menerima gaya lateral akibat gempa sebesar beban yang telah direncanakan.

Kata Kunci : Gedung Kantor Graha Atmaja, Sistem Ganda.

***“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”***

# **STRUCTURE DESIGN MODIFICATION OF OFFICE BUILDING GRAHA ATMAJA METHOD WITH DUAL SYSTEM IN AREA OF HIGH SEISMIC RISK**

*Name of Student* : Dody Hary Sasmito  
*NRP* : 3114106043  
*Department* : Extension Scholar Study Program, Civil Engineering FTSP-ITS  
*Lectures* : Dr. techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto

## **ABSTRACT**

*Construction Project Office Building Graha Atmaja was modified and redesigned by using the Dual System method, according to SNI 03-2847-2013 and SNI 03-1726-2012. The planned structure of 10 floors and is located in high seismic risk (Yogyakarta). Dual system is one system structure borne entirely by gravity load space frame, while the lateral load to be shared by the space frame and shearwall. Space frames bear at least 25% of lateral load and the rest borne by shearwall. Due to space frame shearwall and Dual System is an integral structure, it is expected that both can experience the same lateral deflection space frame or at least able to follow the lateral deflection occurs. Shearwall is made of reinforced concrete which are receive the earthquake lateral force based on the load that has been planned.*

*Keywords : Office Building Graha Atmaja, Dual System*

***“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”***

## KATA PENGANTAR

Segala puji kepada Tuhan Yang Maha Esa, karena hanya berkat Kasih dan Rahmat-Nya sehingga penulisan Tugas Akhir ini dapat terselesaikan dengan baik. Tugas Akhir dengan judul **“MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJA DENGAN METODE DUAL SYSTEM DIDAERAH RESIKO GEMPA TINGGI”** ini disusun guna melengkapi dan memenuhi persyaratan kelulusan pendidikan pada Program Studi Lintas Jalur S-1 Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Penyusun menyampaikan rasa terima kasih yang sedalam-dalamnya atas segala bantuan dan dukungan dalam penyelesaian Tugas Akhir ini, kepada

1. Allah SWT, berkat rahmat-Nya
2. Kedua Orang Tuaku yang tiada henti mendoakan keberhasilanku, memberikan dukungan, semangat dan nasehat, dorongan moral maupun material, memberikan semua yang terbaik buatku.
3. Bapak Dr.techn Pujo Aji, ST.MT selaku dosen pembimbing pertama yang telah memberikan bimbingan, ilmu dan membantu menyusun laporan tugas akhir ini.
4. Bapak Ir. Kurdian Suprpto, MS selaku dosen pembimbing kedua yang telah memberikan bimbingan, ilmu dan membantu menyusun laporan tugas akhir ini.
5. Teman-teman Lintas Jalur Genap 2015 Teknik Sipil ITS dan teman – teman lainnya, terima kasih atas semua bantuannya, tetap semangat dan mari kita berjuang meraih impian.

Penulis menyadari bahwa penulisan Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna, oleh karena itu Penulis sangat mengharapkan kritik dan saran yang membangun untuk menyempurnakan Tugas Akhir ini. Semoga Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi para pembaca.

Surabaya, Januari 2017

Penulis

***“halaman ini sengaja dikosongkan”***

## DAFTAR ISI

<b>LEMBAR PENGESAHAN.....</b>	<b>i</b>
<b>ABSTRAK.....</b>	<b>iii</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>v</b>
<b>KATA PENGANTAR .....</b>	<b>vii</b>
<b>DAFTAR ISI.....</b>	<b>ix</b>
<b>DAFTAR GAMBAR .....</b>	<b>xiii</b>
<b>DAFTAR TABEL .....</b>	<b>xvii</b>
<b>BAB I PENDAHULUAN .....</b>	<b>1</b>
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Perumusan Masalah .....	2
1.3 Maksud dan Tujuan.....	3
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Manfaat .....	3
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA .....</b>	<b>5</b>
2.1 Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa.....	5
2.2 Beton Bertulang .....	5
2.3 Sistem Ganda .....	6
2.4 Dinding Geser Beton Bertulang .....	6
2.4.1 Macam Dinding Geser: ( <i>menurut Mufida 2008</i> ) ....	7
2.4.2 Desain Dinding Geser.....	8
<b>BAB III METODOLOGI.....</b>	<b>11</b>
3.1 Umum.....	11
3.2 Diagram Alir .....	12
3.3 Pengumpulan Data .....	13
3.4 Preliminary Design.....	14
3.5 Analisa Pembebanan .....	16
3.6 Perencanaan Struktur Sekunder .....	24
3.7 Analisa Struktur .....	25
3.8 Perencanaan Struktur Primer.....	25
3.9 Perencanaan Struktur Pondasi .....	31
3.10 Gambar Kerja .....	33

<b>BAB IV DESAIN DAN ANALISIS STRUKTUR.....</b>	<b>35</b>
4.1. <i>Preliminary Design</i> .....	35
4.2. Data Perencanaan .....	35
4.2.1 <i>Preliminary design</i> Balok .....	36
4.2.2 <i>Preliminary design</i> Plat Lantai .....	38
4.2.3 <i>Preliminary design</i> Kolom .....	45
4.2.4 <i>Preliminary design</i> Shearwall.....	48
4.3 Perhitungan Struktur Sekunder .....	49
4.3.1 Perencanaan Pelat .....	49
4.3.1.1. Pelat Lantai.....	49
4.3.1.2. Perhitungan Rasio Lebar Pelat .....	50
4.3.1.3. Pembebanan Pelat.....	50
4.3.1.4. Momen yang Terjadi .....	50
4.3.1.5. Penulangan arah X.....	51
4.3.1.6. Penulangan arah Y.....	53
4.3.1.7. Penulangan Susut .....	55
4.3.2 Perencanaan Balok Anak .....	56
4.3.2.1 Perencanaan Balok Anak Type 1 .....	56
4.3.2.2 Perhitungan Momen Balok Anak .....	58
4.3.2.3 Perhitungan Tulangan Lentur .....	59
4.3.2.4 Perhitungan Tulangan Geser .....	65
4.3.3 Perencanaan Tangga .....	66
4.3.3.1 Pembebanan Tangga dan Bordes .....	69
4.3.3.2 Analisa Struktur Tangga.....	70
4.3.3.3 Perhitungan Tulangan Tangga.....	73
4.3.3.3.1 Penulangan Pelat Tangga.....	73
4.3.3.3.2 Penulangan Pelat Bordes .....	76
4.3.4 Perencanaan Balok Bordes .....	79
4.3.4.1. Perencanaan Balok Bordes Bawah.....	79
4.3.4.2. Perencanaan Balok Bordes Atas.....	83
4.3.5 Perencanaan Balok Lift .....	88
4.3.5.1. Data Perencanaan .....	88
4.3.5.2. Pembebanan Lift.....	90
4.3.5.3. Balok Penggantung Lift.....	91
4.4 Pemodelan Struktur .....	96



4.4.1	Umum .....	96
4.4.2	Pembebanan .....	98
4.4.3	Hasil Analisa Struktur .....	105
4.5	Perhitungan Struktur Primer .....	118
4.5.1	Desain Struktur Primer .....	118
4.5.2	Desain Balok Primer .....	118
4.5.2.1.	Data Perencanaan .....	119
4.5.2.2.	Desain Balok Primer BI-1 As C Joint 5-6 .....	119
4.5.3	Desain Kolom .....	135
4.5.3.1.	Data Perencanaan .....	136
4.5.3.2.	Penulangan Lentur .....	137
4.5.3.3.	Kontrol Strong Column Weak Beam .....	139
4.5.3.4.	Penulangan Geser .....	139
4.5.3.5.	Panjang Lewatan .....	142
4.5.3.6.	Penulangan Hubungan Balok Kolom .....	143
4.5.4	Desain Dinding Geser .....	143
4.5.4.1.	Data – Data Desain : .....	144
4.5.4.2.	Desain Dinding Geser Khusus .....	144
4.5.4.3.	Perhitungan Tulangan Horizontal dan Vertikal Dinding Geser .....	145
4.5.4.4.	Perencanaan Dinding terhadap Kombinasi Gaya Aksial dan Lentur .....	146
4.5.4.5.	Penentuan kebutuhan terhadap komponen batas khusus( <i>special boundary element</i> ) ..	147
4.6	Perhitungan Struktur Pondasi .....	150
4.6.1	Desain Tiang Pancang .....	150
4.6.2	Desain Tiang Pancang Kolom .....	150
4.6.2.1.	Data Perencanaan .....	151
4.6.2.2.	Daya Dukung Ijin Satu Tiang .....	151
4.6.2.3.	Beban Pada Tiang Pancang .....	153
4.6.2.4.	Efisiensi Tiang Pancang Kelompok .....	153
4.6.2.5.	Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang .....	155
4.6.2.5.1	Kontrol Kapasitas .....	156
4.6.2.6.	Kontrol Tebal Poer Kolom .....	157

4.6.2.6.1	Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Kolom .....	157
4.6.2.6.2	Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Tiang .....	159
4.6.2.7.	Desain Penulangan Poer Kolom.....	160
4.6.2.7.1	Data Perencanaan : .....	160
4.6.2.7.2	Desain Penulangan Poer .....	161
4.6.2.7.3	Desain Penulangan Tusuk Konde .....	163
4.6.3	Desain Tiang Pancang Shear Wall.....	164
4.6.3.1.	Data Perencanaan .....	165
4.6.3.2.	Daya Dukung Ijin Satu Tiang.....	165
4.6.3.3.	Beban Pada Tiang Pancang .....	166
4.6.3.4.	Efisiensi Tiang Pancang Kelompok .....	167
4.6.3.5.	Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang .....	169
4.6.3.5.1	Kontrol Kapasitas .....	170
4.6.3.6.	Kontrol Tebal Poer Shearwall .....	170
4.6.3.6.1	Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Shearwall .....	171
4.6.3.6.2	Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Tiang .....	173
4.6.3.7.	Desain Penulangan Poer Shearwall .....	174
4.6.3.7.1	Data Perencanaan : .....	174
4.6.3.7.2	Desain Penulangan Poer X .....	175
4.6.3.7.3	Desain Penulangan Poer Arah Y .....	176
4.6.3.7.4	Desain Penulangan Tusuk Konde .....	178
4.6.4	Desain Sloof .....	179
4.6.4.1.	Data Perencanaan .....	179
4.6.4.2.	Penulangan Lentur Sloof .....	180
4.6.4.3.	Penulangan Geser Sloof .....	181
<b>BAB V</b>	<b>KESIMPULAN &amp; SARAN.....</b>	<b>183</b>
5.1	Kesimpulan .....	183
5.2	Saran.....	184

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Shear wall sebagai Dinding Tunggal (kiri) dan core (kanan).....	7
Gambar 2.2. Penampang dinding geser dan Sistemasi kerja dinding geser .....	8
Gambar 2.3. Perletakan dinding geser dalam denah bangun.....	9
Gambar 3.1. Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir .....	13
Gambar 3.2. Gambar Rencana.....	14
$C_s$ harus tidak kurang dari .....	18
Gambar 3.3. Faktor Pembesaran Torsi, $A_x$ .....	21
Gambar 3.4. $SS$ , <i>Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget</i> ( $MCER$ ,Kelas Situs B) .....	21
Gambar 3.5. $S_1$ , <i>Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko- Tertarget</i> ( $MCE_R$ ,Kelas Situs B) .....	22
Gambar 3.6. $PGA$ , <i>Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Rata- Rata Geometrik</i> ( $MCE_G$ ), Kelas Situs B .....	22
Gambar 3.7. $C_{RS}$ , Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 0,2 Detik.....	23
Gambar 3.8. $C_{R1}$ , Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 1 Detik.....	23
Gambar 4.1. Denah Struktur Gedung Kantor .....	35
Gambar 4.2. Balok Primer (BI-1) .....	36
Gambar 4.3. Balok Sekunder (BA-1) .....	37
Gambar 4.4. Tinjauan Plat Lantai Tipe C.....	38
Gambar 4.5. Balok As 5 joint C-D .....	39
Gambar 4.6. Balok As 5' joint C-D.....	40
Gambar 4.8. Balok As D joint 5-5' .....	43
Gambar 4.9. Daerah Pembebanan Kolom .....	46
Gambar 4.10. Denah Pelat Lantai 2.....	49
Gambar 4.11. Pelat Tipe C .....	49
Gambar 4.12. Tinggi Efektif Pelat .....	51
Gambar 4.13. Denah balok lantai 2 .....	56
Gambar 4.14. Tributary Area Balok Anak 1 .....	57
Gambar 4.15. Ditribusi Beban Merata pada BA-1 .....	57

Gambar 4.16. Penampang Balok.....	59
Gambar 4.17. Geser Pada Balok Anak.....	65
Gambar 4.18. Denah Tangga.....	67
Gambar 4.19. Detail Tangga .....	68
Gambar 4.20. Sketsa Beban Pada Tangga.....	70
Gambar 4.21. Bidang Lintang (D) pada Tangga .....	72
Gambar 4.22. Bidang Momen (M) pada Tangga.....	72
Gambar 4.23. Tinggi Efektif Pelat Tangga .....	73
Gambar 4.24. Tinggi Efektif Pelat Bordes .....	76
Gambar 4.25. Sketsa Beban pada Balok Bordes .....	79
Gambar 4.26. Penampang Balok.....	80
Gambar 4.27. Sketsa Beban pada Balok Bordes .....	84
Gambar 4.28. Penampang Balok.....	84
Gambar 4.29. Spesifikasi Passenger Elevator .....	89
Gambar 4.30. Denah Lift.....	89
Gambar 4.31. Penampang Balok.....	91
Gambar 4.32. Denah Struktur Gedung .....	96
Gambar 4.33. Potongan Struktur Gedung .....	97
Gambar 4.34. Model 3D Struktur Gedung .....	97
Gambar 4.35. Spektrum Respons Gempa Rencana.....	103
Gambar 4.36. Lokasi Peninjauan Balok BI-1 As C Joint 5-6....	119
Gambar 4.37. Momen Balok BI-1 As C Joint 5-6.....	120
Gambar 4.38. Penampang Balok.....	121
Gambar 4.39. Asumsi Balok T .....	125
Gambar 4.40. Kontrol Balok T .....	128
Gambar 4.41. Gaya geser tumpuan ultimit.....	130
Gambar 4.42. Gaya geser lapangan ultimit .....	132
Gambar 4.43. Torsi yang terjadi pada BI-1 .....	133
Gambar 4.44. Gambar Detail Ikatan untuk Penyaluran Kait Standar.....	134
Gambar 4.45. Gambar Letak Kolom 800/800 mm .....	136
Gambar 4.46. Penampang Kolom As .....	137
Gambar 4.47. P-M Diagram Interaksi Kolom As.....	138
Gambar 4.48. Gambar Momen Nominal Kolom.....	140
Gambar 4.49. Denah Lokasi Shearwall 2 pada As 1 Joint B-C.	144

Gambar 4.50. Penampang Dinding Geser .....	144
Gambar 4.51. Diagram interaksi dinding geser .....	147
Gambar 4.52. Letak pondasi kolom yang ditinjau.....	151
Gambar 4.53. Syarat Jarak antar Tiang Pancang .....	154
Gambar 4.54. Posisi tiang pancang kolom .....	155
Gambar 4.55. Tinjauan Geser 2 arah terhadap kolom As B-5...	157
Gambar 4.56. Tinjauan Geser 2 arah terhadap tiang .....	159
Gambar 4.57. Mekanika beban poer kolom .....	161
Gambar 4.58. Letak pondasi Shearwall yang ditinjau.....	164
Gambar 4.59. Syarat Jarak antar Tiang Pancang .....	167
Gambar 4.60. Posisi tiang pancang Shearwall .....	169
Gambar 4.61. Rasio Sisi Panjang .....	171
Gambar 4.62. Tinjauan Geser 2 arah terhadap Shearwall As B-5 .....	171
Gambar 4.63. Tinjauan Geser 2 arah terhadap tiang .....	173
Gambar 4.64. Mekanika beban poer shearwall .....	175
Gambar 4.65. Mekanika beban poer shearwall .....	177
Gambar 4.66. Denah Lokasi Sloof 1 pada As A Joint 1-2 .....	180
Gambar 4.67. Momen Envelope Sloof .....	180
Gambar 4.68. Diagram Interaksi Sloof.....	181

***“halaman ini sengaja dikosongkan”***

## DAFTAR TABEL

Tabel 3.1. Ketidakberaturan horizontal pada struktur .....	20
Tabel 4.1. Rekapitulasi Dimensi Balok Induk dan Anak .....	37
Tabel 4.2. Rekapitulasi Ketebalan Plat Lantai .....	45
Tabel 4.3. Beban Mati pada Lantai 1-Atap .....	46
Tabel 4.4. Beban Hidup pada Lantai 1-Atap .....	47
Tabel 4.5. Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai .....	55
Tabel 4.6. Kategori Resiko .....	99
Tabel 4.7. Faktor Keutamaan Gempa .....	100
Tabel 4.8. Kontrol Berat Bangunan .....	106
Tabel 4.9. Gaya Geser Dasar Ekuivalen Arah X .....	107
Tabel 4.10. Gaya Geser Dasar Ekuivalen Arah Y .....	108
Tabel 4.11. Kontrol Sistem Ganda .....	110
Tabel 4.12. Periode Struktur dan Rasio Partisipasi Massa .....	111
Tabel 4.13. Simpangan Antarlantai Arah X .....	112
Tabel 4.14. Simpangan Antarlantai Arah Y .....	112
Tabel 4.15. Kontrol Pengaruh $P-\Delta$ Arah X .....	113
Tabel 4.16. Kontrol Pengaruh $P-\Delta$ Arah Y .....	114
Tabel 4.17. Data Eksentrisitas Torsi Bawaan .....	115
Tabel 4.18. Data Eksentrisitas Torsi Tak Terduga .....	115
Tabel 4.19. Nilai dari $\delta_{max}$ , $\delta_{avg}$ , dan $A_x$ untuk gempa arah x ....	116
Tabel 4.20. Nilai dari $\delta_{max}$ , $\delta_{avg}$ , dan $A_y$ untuk gempa arah y ....	117
Tabel 4.21. Momen Envelope BI-1 .....	120
Tabel 4.22. Rekapitulasi Penulangan Balok Induk .....	135
Tabel 4.23 Momen Envelope Kolom .....	136
Tabel 4.24. Data $N_{SPT}$ .....	152
Tabel 4.25. Reaksi Kolom AS C-5 .....	153
Tabel 4.26. Jarak Tiang Pancang Kolom .....	156
Tabel 4.27. Data $N_{SPT}$ .....	165
Tabel 4.28. Reaksi Shearwall AS 1 joint B-C .....	167
Tabel 4.29. Jarak Tiang Pancang Kolom .....	169

***“halaman ini sengaja dikosongkan”***



# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Gedung Kantor Graha Atmaja merupakan salah satu Gedung yang terletak di Surabaya. Saat ini Gedung Kantor Graha Atmaja berstruktur beton betulang. Kondisi struktur gedung saat ini tidak memungkinkan untuk dibangun di daerah resiko gempa tinggi. Maka dari itu diperlukan modifikasi desain struktur dengan tingkat keselamatan yang tinggi, sehingga pada waktu terjadi gempa korban jiwa dan kerugian dapat diminimalisir.

Kerusakan gedung dapat diminimalisirkan dengan beberapa sistem penahan beban gempa salah satunya seperti *sistem ganda*. Sistem ganda (*dual system*) adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh rangka utama, sedangkan beban lateral (beban gempa) dipikul bersama oleh rangka utama dan dinding struktur (*Shear Wall*). Rangka Utama sekurang-kurangnya memikul 25% dari beban lateral dan sisanya dipikul oleh dinding struktur. (**Purwono 2005**).

*Shear Wall* sendiri berfungsi sebagai penahan gerakan gempa dari samping. Karena adanya *shear wall*, mekanisme plastis yang biasanya terjadi ketika struktur mengalami beban gempa akan dialirkan menuju kaki *shear wall*, sehingga perencanaan struktur bangunan *strong column weak beam* dapat direncanakan dengan tepat. Selain itu, pemasangan *shear wall* dapat mengurangi simpangan antar tingkat ini terjadi karena besarnya kekakuan bangunan menjadi lebih besar dibandingkan bangunan gedung yang tidak mempunyai *shear wall*. (**Firdaus 2005**)

Indonesia merupakan daerah dengan resiko gempa tinggi. Untuk itu perlu direncanakan struktur bangunan yang tahan terhadap gempa. Perencanaan pembangunan gedung tahan gempa harus memenuhi ketentuan-ketentuan yang telah ditetapkan dimana untuk daerah dengan resiko gempa rendah menggunakan

sistem rangka pemikul momen biasa. Sedangkan untuk daerah dengan resiko gempa menengah menggunakan sistem rangka pemikul momen menengah atau khusus dan untuk daerah dengan resiko gempa tinggi harus menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus, atau sistem dinding struktural. (SNI 1726-2012)

Proyek pembangunan gedung kantor Graha Atmaja ini dibangun pada tahun 2011 berlokasi di Jl. Raya Jemursari no. 15 Surabaya merupakan gedung berlantai 7. Perencanaan ulang diajukan karena struktur yang direncanakan sebelumnya di Surabaya dengan resiko gempa rendah. Pada tugas akhir ini bangunan gedung kantor Graha Atmaja akan direncanakan ulang di Yogyakarta dengan penambahan lantai menjadi 10 lantai dengan resiko gempa tinggi dan menggunakan metode sistem ganda (dual system) sesuai SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2013.

## **1.2 Perumusan Masalah**

Berikut adalah beberapa masalah yang ditinjau dalam memodifikasi perencanaan gedung kantor Graha Atmaja dengan menggunakan dual system sesuai SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2013 yaitu :

1. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, balok anak, tangga dan balok lift ?
2. Bagaimana memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu ?
3. Bagaimana merencanakan struktur utama yang meliputi balok, kolom, sloof dan dinding Struktural (Shear wall) ?
4. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan beban yang dipikul ?
5. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dalam bentuk gambar teknik dengan menggunakan program bantu ?

### **1.3 Maksud dan Tujuan**

Adapun tujuan yang ingin dicapai dari modifikasi perencanaan gedung kantor Graha Atmaja dengan menggunakan dual system sesuai SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2013 yaitu:

1. Menghitung struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, balok anak, tangga dan balok lift.
2. Membuat pemodelan struktur bangunan yang menggunakan metode dual system pada program bantu.
3. Menghitung struktur utama yang meliputi balok, kolom, sloof dan dinding struktural (Shear wall).
4. Menghitung pondasi yang sesuai dengan besarnya beban yang dipikul.
5. Menuangkan hasil perencanaan dalam bentuk gambar.

### **1.4 Batasan Masalah**

Pembahasan dan permasalahan pada tugas akhir ini dibatasi oleh beberapa hal meliputi:

1. Tidak meninjau pada segi arsitekturalnya.
2. Peraturan yang dipakai sesuai SNI-2847-2013, SNI-1726-2012.

### **1.5 Manfaat**

Bagi Penulis :

Dapat menerapkan ilmu perencanaan dan menambah pengetahuan akan perencanaan struktur gedung dengan metode dual system sesuai SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2013.

Bagi Umum :

Diharapkan dapat menjadi referensi perencanaan struktur gedung yang menggunakan metode dual system sesuai SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2013 dikemudian hari.

**“halaman ini sengaja dikosongkan”**

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa**

(Budiono 2011 dalam Suhaimi 2014) menyatakan bahwa membangun bangunan yang dapat menahan bangunan tahan gempa adalah tidak ekonomis. Oleh karena itu prioritas utama dalam membangun bangunan tahan gempa adalah terciptanya suatu bangunan yang dapat mencegah terjadinya korban, serta memperkecil kerugian harta benda. Dari hal tersebut filosofi bangunan tahan gempa terbagi 3 macam, yaitu:

1. Pada saat terjadi gempa ringan, struktur bangunan dan fungsi bangunan harus dapat tetap berjalan (*serviceable*) sehingga struktur harus kuat dan tidak ada kerusakan baik pada elemen struktural dan elemen nonstruktural bangunan.
2. Pada saat terjadi gempa moderat atau medium, struktur diperbolehkan mengalami kerusakan pada elemen nonstruktural, tetapi tidak diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural.
3. Pada saat terjadi gempa besar, diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural dan nonstruktural, namun tidak boleh sampai menyebabkan bangunan runtuh sehingga tidak ada korban jiwa atau dapat meminimalkan jumlah korban jiwa.

#### **2.2 Beton Bertulang**

Beton dalam konstruksi teknik didefinisikan sebagai batu buatan yang dicetak pada suatu wadah atau cetakan dalam keadaan cair kental, yang kemudian mampu untuk mengeras secara baik. Beton dihasilkan dari pencampuran bahan-bahan agregat halus dan kasar yaitu pasir, batu pecah, atau bahan semacam lainnya, dengan menambahkan secukupnya bahan perekat semen, dan air sebagai bahan pembantu guna keperluan reaksi kimia selama proses pengerasan dan perawatan berlangsung. Bahan pengikat yang dipakai umumnya adalah dari

jenis semen *portland* (s.p.) atau disebut juga *Portland Cement* (P.C.). Agregat kasar yang dipakai pada umumnya adalah kerikil atau batu pecah kecil (kricak) dan pasir sebagai agregat halus yang biasa digunakan. Untuk mudahnya dapat disebutkan, beton terdiri dari campuran semen portland, pasir dan kerikil atau batu pecah ditambah dengan air untuk proses pembuatan beton (Wikana & Widayat, 2007).

### 2.3 Sistem Ganda

Gabungan sistem antara portal dan dinding geser disebut sebagai sistem ganda. Sistem ganda akan memberikan bangunan kemampuan menahan beban yang lebih baik, terutama terhadap beban gempa.

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 sistem ganda terdiri dari :

- a. Rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi,
- b. Pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang – kurangnya 25 % dari seluruh beban lateral,
- c. Kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama – sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi / sistem ganda.

### 2.4 Dinding Geser Beton Bertulang

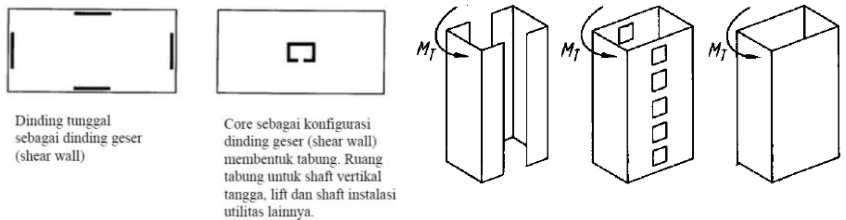
(Menurut Mufida 2008), dinding geser adalah komponen struktur untuk meningkatkan kekakuan struktur dan menahan gaya – gaya lateral. Jenis dinding geser biasanya dikategorikan berdasarkan geometrinya yaitu :

- a. *Flexural wall* (dinding langsing) ,dinding geser yang memiliki rasio  $h_w/l_w \geq 2$  , dimana desain dikontrol oleh perilaku lentur sehingga memiliki rasio perbandingan M/V yang tinggi.
- b. *Squat wall* (dinding pendek) , dinding geser yang memiliki rasio  $h_w/l_w \leq 1$  atau 2, dimana desain dikontrol oleh perilaku geser sehingga memiliki rasio perbandingan M/V yang rendah.

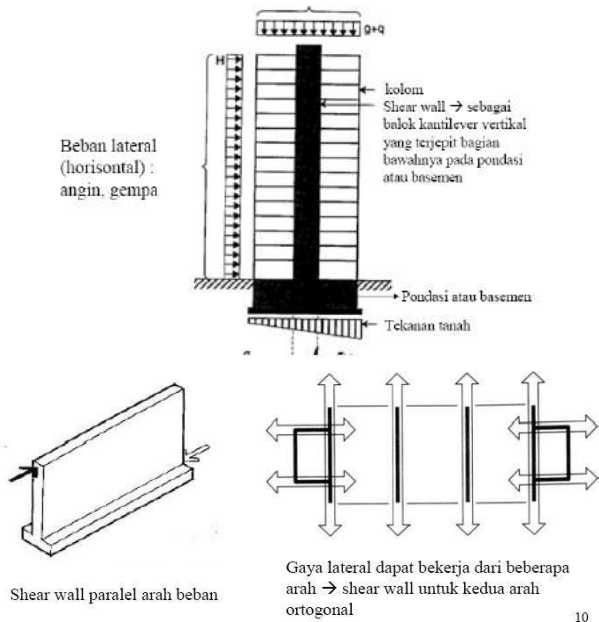
c. *Coupled shear wall*(dinding berangkai) , dimana momen guling yang terjadi akibat gaya gempa ditahan oleh sepasang dinding yang dihubungkan oleh balok – balok perangkai sebagai gaya – gaya tarik dan tekan yang bekerja pada masing – masing dasar pasangan dinding tersebut.

#### 2.4.1 Macam Dinding Geser: (menurut Mufida 2008)

1. sebagai Dinding Tunggal
2. beberapa dinding geser disusun membentuk *core*



Gambar 2.1. Shear wall sebagai Dinding Tunggal (kiri) dan core (kanan)



Gambar 2.2. Penampang dinding geser dan Sistemasi kerja dinding geser

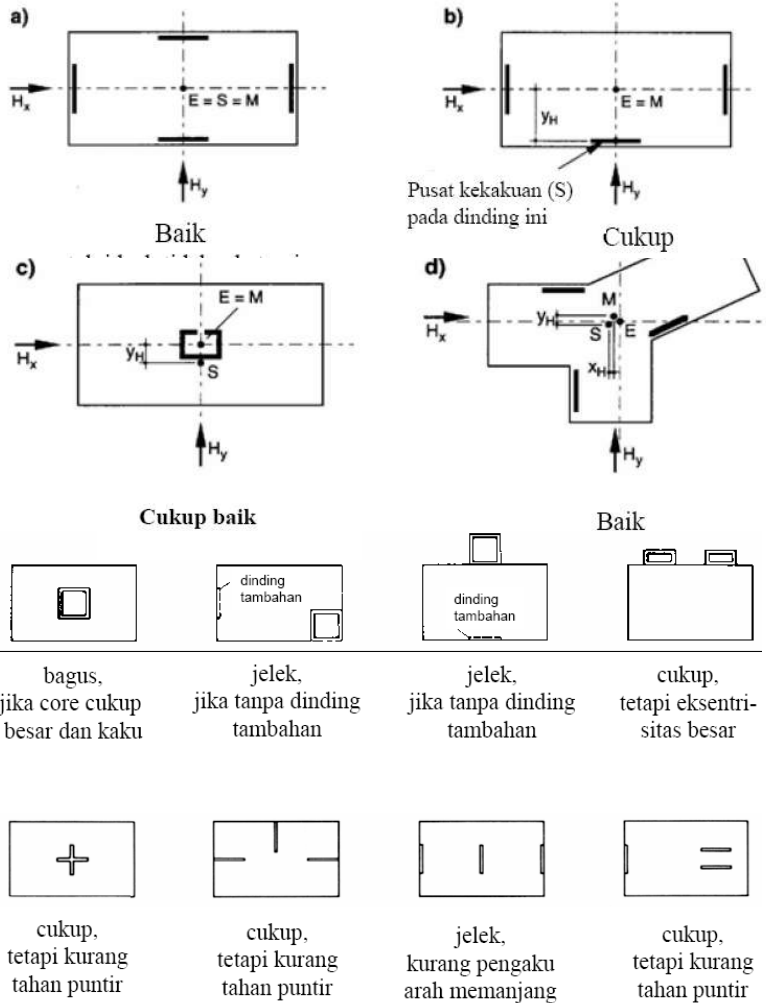
#### 2.4.2 Desain Dinding Geser

Perletakan dinding geser dalam denah bangunan

1. Dinding geser harus diatur sedemikian rupa sehingga tidak terjadi torsi (puntir) yang berlebihan pada bangunan akibat gaya horisontal (angin atau gempa). Syarat-syarat yang harus dipenuhi:
  - minimal harus ada 3 dinding geser
  - garis-garis dari ketiga dinding tersebut tidak boleh berpotongan pada satu titik. Hal ini berkaitan dengan kekakuan torsi
  - paling banyak hanya 2 dinding dari ketiga dinding geser terpasang secara paralel.



2. Dinding geser diatur sedemikian rupa sehingga tidak terjadi kekangan (*restrain*) pada plat lantai ketika mengalami susut atau perubahan temperatur.



Gambar 2.3. Perletakan dinding geser dalam denah bangun

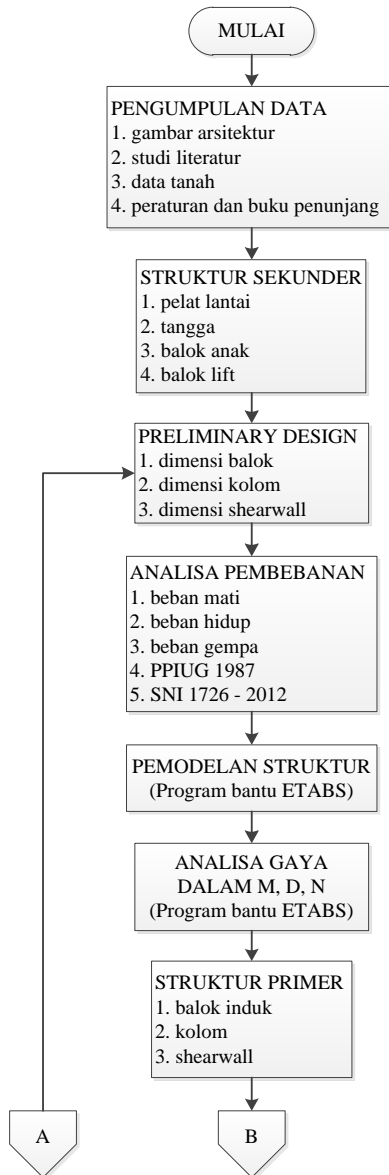
**“halaman ini sengaja dikosongkan”**

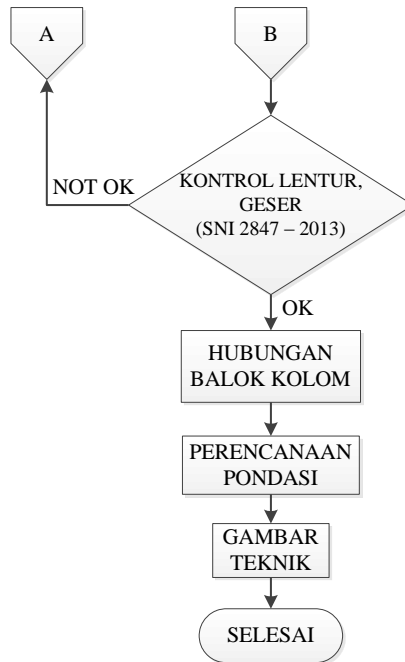
## **BAB III METODOLOGI**

### **3.1 Umum**

Dalam menyelesaikan penulisan tugas akhir diperlukan metode dan urutan yang jelas dan sistematis. Oleh karena itu, dibuat suatu metodologi yang dimaksudkan agar pengerjaan tugas akhir ini berjalan dengan baik dan efektif. Metodologi ini membahas langkah-langkah atau urutan-urutan serta metode yang akan dipakai dalam penyelesaian tugas akhir.

### 3.2 Diagram Alir



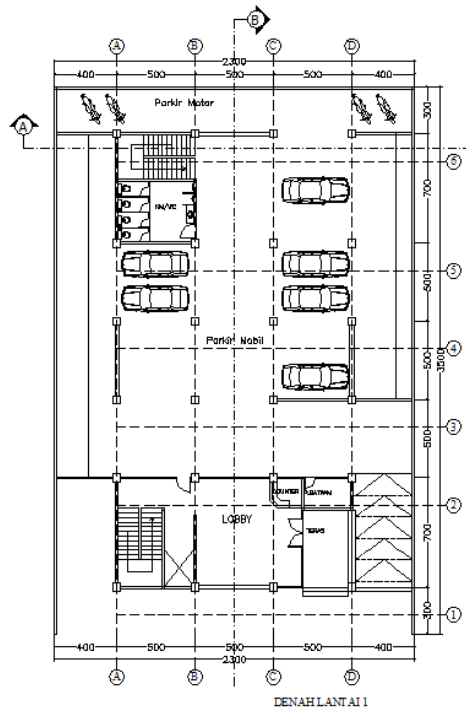


Gambar 3.1. Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir

### 3.3 Pengumpulan Data

Data bangunan yang akan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu :

Tipe bangunan	: Gedung Kantor Graha Atmaja
Lokasi	: Jemursari, Surabaya
Tinggi total bangunan	: 40 m
Luas Bangunan	: 15,0 m x 29,0 m
Mutu beton ( $f'c$ )	: 30 MPa
Mutu baja ( $f_y$ )	: 400 MPa
Data tanah telah diberikan.	



Gambar 3.2. Gambar Rencana

### 3.4 Preliminary Design

Preliminary desain ini dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal dari struktur sesuai dengan ketentuan SNI 03-2847-2013, meliputi :

#### 1. Preliminary desain balok

SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.2.1 mengatur tentang ketebalan minimum balok jika lendutan tidak dihitung, yang diberikan pada tabel 9.5(a)

$$\text{Untuk balok induk : } h_{\min} = \frac{L}{16}$$

Untuk balok anak :  $h_{\min} = \frac{L}{21}$

Untuk  $f_y$  selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan  $(0,4+f_y/700)$

$$bw = \frac{2}{3} \cdot h_{\min}$$

SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.1.3 mengatur tentang lebar balok ( $b_w$ ) tidak boleh kurang dari nilai terkecil dari  $0,3 h_{\min}$  dan 250 mm.

## 2. Preliminary desain pelat

Penentuan pelat 1 arah atau 2 arah

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} < 2 \text{ (Plat 2 arah)}$$

Menentukan lebar efektif flens (pasal 13.2.4 SNI 2847-2013)

$$\rightarrow be = bw + 2hw < bw + 8hf$$

$$\blacksquare be = bw + 2hw$$

$$\blacksquare be = bw + 8hf$$

$$k = \frac{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{t}{h} \right) \left[ 4 - 6 \left( \frac{t}{h} \right) + 4 \left( \frac{t}{h} \right)^2 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{t}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{t}{h} \right)}$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12}$$

Momen Inersia Lajur Pelat

$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12}$$

### Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_I = \frac{I_b}{I_p}$$

Dari perhitungan di atas didapatkan nilai  $\alpha_m$  sebagai berikut :

$$\alpha_{fm} = \frac{1}{n}(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \dots + \alpha_n)$$

Karena  $\alpha_{fm} > 90\text{ mm}$ , SNI 2847-2013 pasal 9.5.3.3 dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

#### 3. Preliminary desain kolom

Koefisien Reduksi beban hidup untuk gedung perkantoran (PPIUG, Tabel 4) adalah 0,75. Jadi, total beban untuk beban hidup:

$$L_L = 0,75 \times L_{L\text{total}}$$

$$\text{Jadi, Berat Total} = 1,2D_L + 1,6L_L$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi  $\phi = 0,65$ .

$$\text{Mutu beton} = 30 \text{ Mpa} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Rencana awal} \rightarrow A = \frac{W}{\phi f_r c}$$

#### 4. Preliminary desain dinding geser

Menurut SNI 2847-2013 pasal 16.5.3.(1), ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

### 3.5 Analisa Pembebanan

Jenis beban yang diperhitungkan dalam perancangan ini adalah sebagai berikut :

#### 1. Beban Mati (PPIUG 1987)



2. Beban Hidup (PPIUG 1987)
3. Beban Gempa (SNI 03-1726-2012)

1. Perhitungan koefisien respon gempa

Untuk penentuan respon spectral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $M_{CER}$ ) sesuai SNI 03-1726-2012 pasal 6.2 dan menurut tabel 4 dan tabel 5.

Sehingga diperoleh data  $S_s$ ,  $S_1$ ,  $F_a$ ,  $F_v$

$$S_{MS} = F_a \times S_s$$

$$S_{MI} = F_v \times S_1$$

2. Perhitungan percepatan spektral desain sesuai SNI 03-1726-2012 pasal 6.3

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS}$$

$$S_{DI} = 2/3 S_{MI}$$

3. Perhitungan spectrum respons desain harus dikembangkan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 pasal 6.4

4. Periode waktu getar alami fundamental (T)ditentukan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2

$$T = T_a \times C_u$$

Dimana :

$T_a$  = Periode fundamental pendekatan

$$T_a = \frac{0,0062 h_n}{\sqrt{c_w}}$$

5. Koefisien respon seismik ( $C_s$ ) ditentukan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1.1

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left( \frac{R}{I} \right)}$$

Nilai  $C_s$  yang dihitung diatas tidak boleh melebihi berikut ini:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left( \frac{R}{I} \right)}$$

$C_s$  harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} \cdot I_e \geq 0,01$$

Untuk struktur yang berlokasi di  $S_1$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka  $C_s$  harus tidak kurang dari

$$C_s = \frac{0,5 \cdot S_1}{\left( \frac{R}{I} \right)}$$

Dimana :

Kategori Risiko = II sesuai Tabel 1. Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa.

Faktor Modifikasi Respon ( $R$ ) = Dinding Geser Beton Bertulang Khusus ; nilai  $R = 7$  sesuai Tabel 9. Sistem Penahan Gaya Gempa, SNI 03-1726-2012 Pasal 7.2.2.

6. Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

$$V = C_s \cdot W_t$$

7. Kontrol simpang antar lantai (*Drift*) ditentukan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 melalui persamaan:

$$\delta_x = \frac{Cd \cdot \delta_{xe}}{I}$$

Dimana :

$\delta_x$  = defleksi pada lantai ke  $-x$

$Cd$  = faktor pembesaran defleksi tabel 2.8 SNI 1726-2012

$I$  = faktor keutamaan gedung

Untuk struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus, drift dibatasi sebesar :  $\Delta = 0,02h_{sx}$

## 8. Eksentrisitas dan Torsi

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.4.1; pasal 7.8.4.2; dan pasal 7.8.4.3, terdapat dua jenis torsi yang terjadi, yaitu torsi bawaan dan torsi tak terduga. Jika gaya gempa diterapkan secara serentak dalam dua arah ortogonal, perpindahan pusat massa 5% yang diisyaratkan tidak perlu diterapkan dalam kedua arah ortogonal pada saat bersamaan, tetapi harus diterapkan dalam arah yang menghasilkan pengaruh lebih besar.

Torsi di dalam SNI 03-1726-2012 termasuk ke dalam ketidakberaturan horizontal. Untuk mengetahui ada tidaknya ketidakberaturan torsi pada suatu struktur dapat ditentukan dengan melihat defleksi maksimum ( $\delta_{\max}$ ) dan defleksi rata-rata ( $\delta_{\text{avg}}$ ) pada struktur tersebut seperti pada Gambar 3.2. Berikut ini merupakan tipe dari ketidakberaturan torsi yang ditentukan berdasarkan defleksi maksimum ( $\delta_{\max}$ ) dan defleksi rata-rata ( $\delta_{\text{avg}}$ ):

- a.  $\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}}$  : Tanpa ketidakberaturan torsi
- b.  $1,2 \delta_{\text{avg}} \leq \delta_{\max} \leq 1,4 \delta_{\text{avg}}$  : Ketidakberaturan torsi 1a
- c.  $\delta_{\max} > 1,4 \delta_{\text{avg}}$  : Ketidakberaturan torsi 1b

Di dalam SNI 03-1726-2012, terdapat parameter pembesaran momen torsi tak terduga ( $A_x$ ). Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C,D,E, atau F, di mana tipe 1a atau 1b ketidakberaturan torsi terjadi seperti didefinisikan pada Tabel 3.7 harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan  $M_{ta}$  di masing-masing tingkat dengan faktor pembesaran ( $A_x$ ) seperti yang diperlihatkan pada Gambar 3.2 dan ditentukan dari persamaan berikut ini.

$$A_x = \left( \frac{\delta_{\max}}{1,2 \delta_{\text{avg}}} \right)^2$$

Di mana:

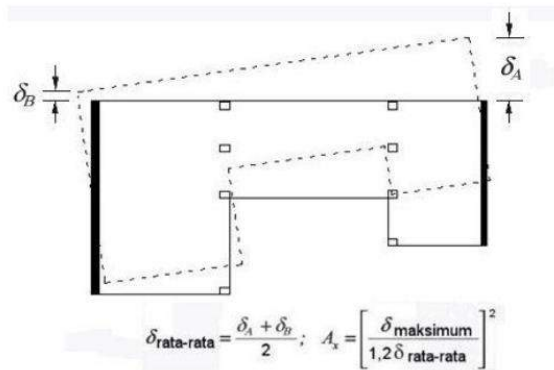
$\delta_{\max}$  = perpindahan maksimum di tingkat x (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan  $A_x = 1$

$\delta_{avg}$  = rata-rata perpindahan di titik terjauh struktur di tingkat x yang dihitung dengan mengasumsikan  $A_x = 1$

Faktor pembesaran torsi  $A_x$  tidak diisyaratkan melebihi 3.

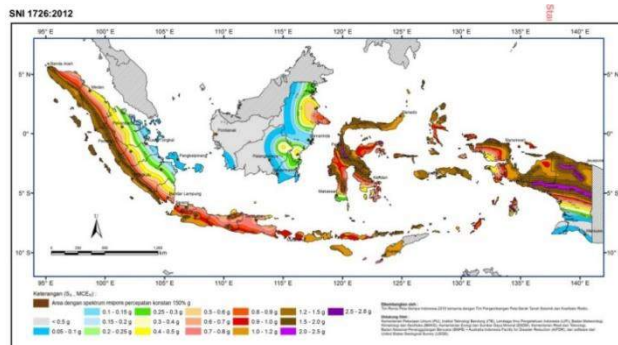
Tabel 3.1. Ketidakberaturan horizontal pada struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	<b>Ketidakberaturan torsi</b> didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel13 12.2.2	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	<b>Ketidakberaturan torsi berlebihan</b> didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel13 12.2.2	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2.	<b>Ketidakberaturan sudut dalam</b> didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	7.3.3.4 Tabel13	D, E, dan F D, E, dan F
3.	<b>Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma</b> didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel13	D, E, dan F D, E, dan F
4.	<b>Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang</b> didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel13 12.2.2	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	<b>Ketidakberaturan sistem nonparalel</b> didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya gempa.	7.5.3 7.7.3 Tabel13 12.2.2	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

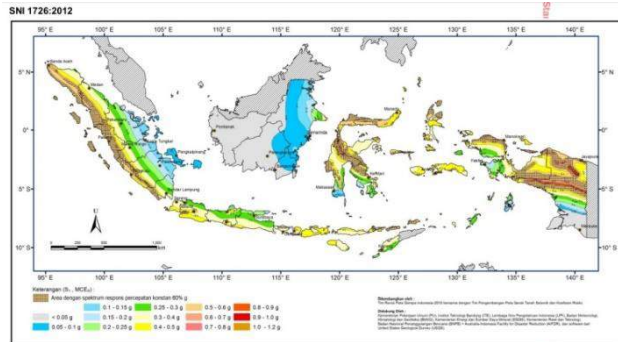


Gambar 3.3. Faktor Pembesaran Torsi,  $A_s$

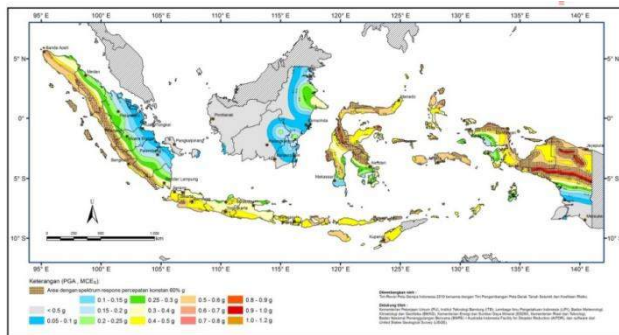
9. Penentuan peta gerak tanah seismik dan koefisien resiko yang diperlukan untuk menerapkan ketentuan-ketentuan beban gempa sesuai SNI 03-1726-2012 pasal 14.



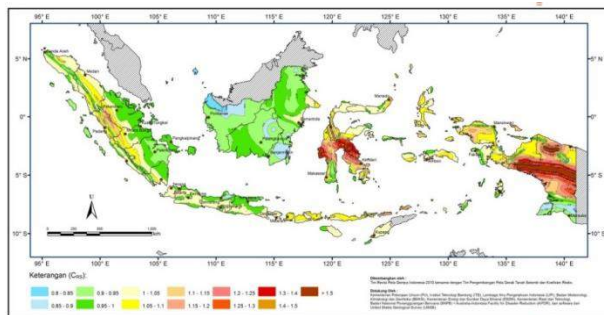
Gambar 3.4. *SS, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER, Kelas Situs B)*  
(Sumber : SNI 03-1726-2012)



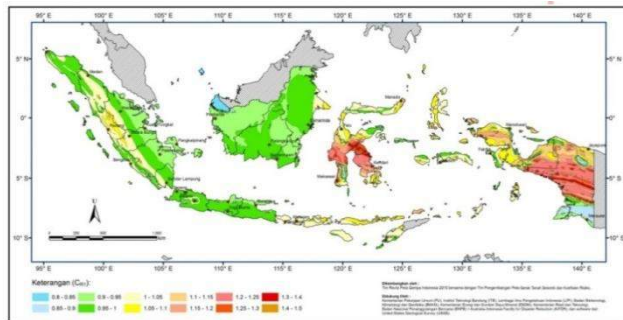
Gambar 3.5.  $S_1$ , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko- Tertarget ( $MCE_R$ , Kelas Situs B)  
(Sumber : SNI 03-1726-2012)



Gambar 3.6.  $PGA$ , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Rata- Rata Geometrik ( $MCE_G$ ), Kelas Situs B  
(Sumber : SNI 03-1726-2012)



Gambar 3.7.  $C_{RS}$ , Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 0,2 Detik  
(Sumber : SNI 03-1726-2012)



Gambar 3.8.  $C_{RI}$ , Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 1 Detik.  
(Sumber : SNI 03-1726-2012)

Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.2.1

Persamaan 1 :  $U = 1,4D$

Persamaan 2 :  $U = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$

Persamaan 3 :  $U = 1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$

Persamaan 4 :  $U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$

Persamaan 5 :  $U = 1,2D + 1,0E + 1,0L$

Persamaan 6 :  $U = 0,9D + 1,0W$

Persamaan 7 :  $U = 0,9D + 1,0E$

kecuali sebagai berikut:

- (a) Faktor beban pada beban hidup L dalam Pers. (3) sampai (5) diizinkan direduksi sampai 0,5 kecuali untuk garasi, luasan yang ditempati sebagai tempat perkumpulan publik, dan semua luasan dimana L lebih besar dari  $4,8 \text{ kN/m}^2$ .
- (b) Bila W didasarkan pada beban angin tingkat layan,  $1,6W$  harus digunakan sebagai pengganti dari  $1,0W$  dalam Pers. (4) dan (6), dan  $0,8W$  harus digunakan sebagai pengganti dari  $0,5W$  dalam Pers. (3).
- (c) Dihilangkan karena tidak relevan

Dimana :

$L_r$  = beban hidup atap ;  $D$  = beban mati  
 $L$  = beban hidup ;  $E$  = beban gempa  
 $R$  = beban hujan ;  $W$  = beban angin

### 3.6 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder dipisah dari struktur utama karena struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada ke struktur utama. Perencanaan struktur sekunder antara lain meliputi :

#### 1. Perencanaan Pelat.

- Perhitungan rasio pelat
- Pembebanan pelat
- Perhitungan momen yang terjadi
- Perhitungan tulangan arah X dan Y
- Perhitungan tulangan susut



2. Perencanaan Balok Anak
  - Perencanaan beban balok anak
  - Perhitungan momen balok anak
  - Perhitungan tulangan lentur balok anak
  - Perhitungan tulangan geser
3. Perencanaan Tangga
  - Pembebanan anak tangga dan bordes
  - Analisis struktur tangga
  - Perhitungan tulangan tangga
    - Tulangan memanjang
    - Tulangan melintang
4. Perencanaan Balok Bordes
  - Perencanaan balok bordes bawah
  - Perencanaan balok bordes atas
5. Perencanaan Balok Lift
  - Data perencanaan
  - Pembebanan lift
  - Perhitungan tulangan lentur dan geser

### **3.7 Analisa Struktur**

Analisa struktur utama menggunakan *software* ETABS untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada rangka utama.

### **3.8 Perencanaan Struktur Primer**

Struktur utama ini berfungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral yang berupa beban gempa. Komponen struktur utama ini terdiri dari balok, kolom dan dinding geser. Perencanaan struktur primer Gedung Kantor Graha Surabaya ini menggunakan Sistem Ganda (Dual Sistem). Berdasarkan SNI 2847-2013.

## 1. Balok Induk

Penulangan lentur pada:  
Tumpuan dan Lapangan

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$$

Tulangan Lentur Tarik

menetapkan As tidak boleh kurang dari SNI 2847:2013  
Ps. 10.5.1

Kontrol Regangan:

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left( \frac{f'_c - 28}{7} \right)$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d - c}{c} \right)$$

Kontrol Momen Kapasitas :

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

Desain Penulangan Geser Balok

Menurut SNI-2847-2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser rencana ( $V_e$ ) harus ditentukan dari peninjauan gaya static pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum, ( $M_{pr}$ ) harus dianggap bekerja pada muka tumpuan dan komponen tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya.

Nilai Gaya Geser Rencana pada Balok

Jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor.

$$V_{ki} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} + \frac{q_u \times l_n}{2}$$

$$V_{ka} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} - \frac{q_u \times l_n}{2}$$

Panjang Penyaluran

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12, panjang penyaluran tulangan diatur sebagai berikut :

Penyaluran Tulangan Tarik

$$l_b > dbx \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e}{2,1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right)$$

$$l_b > 300 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Penyaluran Kait Standar Dalam Kondisi Tarik

$$l_{dh} > 8db$$

$$l_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > dbx \left( \frac{0,24 f_y \psi_e}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right)$$

### Kontrol Retak

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.6.4, spasi tulangan terdekat ke muka tarik ( $s$ ) tidak boleh lebih dari :

$$fs = 0,66 fy$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{fs} \right) - 2,5Cc$$

$$s = 300 \left( \frac{280}{fs} \right)$$

### 2. Kolom

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.1, syarat dimensi kolom harus dipenuhi bila :

- Menerima beban aksial terfaktor lebih besar dari  $Agxf'c/10$

$$Pu > \frac{Agxf'c}{10}$$

Ukuran penampang terkecil harus lebih besar dari 300 mm.

Rasio  $b/h$  harus lebih besar dari 0,4.

- Penulangan lentur menggunakan program bantu Sp Column
- Kontrol Strong Column Weak Beam

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.2, kekuatan lentur kolom harus memenuhi persyaratan :

$$\Sigma Mnc \geq 1,2 \Sigma Mnb$$

- Perhitungan Tulangan Geser

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.5.1, gaya geser rencana ( $Ve$ ) harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka joint.

### Daerah Sendi Plastis (Tumpuan)

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.5.2, tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap  $V_c = 0$ , apabila :

$$P_u < \frac{A_g x f'_c}{10}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.3, spasi sengkang sepanjang panjang  $l_o$  tidak boleh melebihi nilai yang terkecil dari berikut :

$$s < b/4$$

$$s < 6db$$

$$100 \text{ mm} < s < 150 \text{ mm}$$

Sementara untuk sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari  $s/2 = 75 \text{ mm}$  dari muka komponen struktur penumpu.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.1, panjang  $l_o$  atau daerah sendi plastis yang diukur dari muka joint tidak boleh kurang dari yang terbesar dari berikut :

$$l_o > \text{dimensi penampang leleh}$$

$$l_o > l_n/6$$

$$l_o > 450 \text{ mm}$$

### Daerah Di Luar Sendi Plastis (Lapangan)

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 7.10.5.2 dan Pasal 11.4.5.1, spasi sengkang pada daerah lapangan tidak boleh melebihi :

$$s < 16db$$

$$s < 48ds$$

$$s < \text{dimensi penampang minimum}$$

$$s < d/2$$

### Panjang Lewatan

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12.2.3, panjang lewatan tulangan dari kolom ditentukan sebagai berikut :

$$ld = \left[ \left( \frac{fy}{1,1\lambda\sqrt{f'c}} \right) x \left( \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{Cb + Ktr} \right) \right] \left( \frac{db}{db} \right)$$

- Hubungan Balok Kolom

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.7.3.2, pada HBK dimana balok-balok dengan lebar setidaknya sebesar  $\frac{3}{4}$  lebar kolom merangka pada keempat sisinya, jumlah tulangan transversal yang ditetapkan dalam Pasal 21.6.4.4 diizinkan untuk direduksi setengahnya, dan spasi yang disyaratkan dalam Pasal 21.6.4.3 diizinkan untuk ditingkatkan sampai 150 mm.

3. Desain Dinding Geser

Desain dinding geser mengacu pada SNI 1726-2012 Pasal 21.9, yang memiliki persyaratan sebagai berikut:

Persyaratan tulangan minimum  $V_u > 0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'c}$

Maka, rasio tulangan vertikal dan horizontal,  $\rho_l$  dan  $\rho_t > 0,0025$

Perencanaan Tulangan Vertikal Menggunakan Program Bantu Sp Column

Berdasarkan pendekatan tegangan, komponen batas diperlukan apabila tegangan tekan maksimum akibat kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada penampang dinding geser melebihi  $0,2 f'c$  (Pasal 21.9.6.3). Jadi, komponen batas khusus diperlukan jika:

$$\frac{Pu}{Ag} + \left( \frac{Mu}{I} \times \frac{l_w}{2} \right) > 0,2 f'c$$

4. Desain Sloof

Penulangan Lentur Sloof menggunakan Program bantu Sp Column

Penulangan Geser Sloof

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan.

### 3.9 Perencanaan Struktur Pondasi

Setelah menghitung beban struktur atas secara keseluruhan, kemudian beban tersebut diteruskan ke struktur bawah (pondasi). Langkah-langkah yang dikerjakan dalam perencanaan struktur tersebut adalah :

1. Menghitung beban total dari struktur atas
2. Mencari daya dukung tanah

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan MEYERHOF (1956).

$$Q_{ult} = 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{5}$$

$$Q_d = \frac{Q_{ult}}{SF} \rightarrow SF = 3$$

3. Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan Teknik Pondasi 2, Hary Christady Hardiyatmo, sebagai berikut:

Syarat jarak antar tiang pancang ( $s$ ) :

$$2,5D \leq S_x \leq 5D \rightarrow S_x$$

$$2,5D \leq S_y \leq 5D \rightarrow S_y$$

Syarat jarak tiang pancang ke tepi ( $s$ ) :

$$1,0D \leq S_x \leq 2D \rightarrow S_x$$

$$1,0D \leq S_y \leq 2D \rightarrow S_y$$

$$n = \frac{\Sigma P}{\overline{PE}_g}$$

Dimana :

m = banyaknya tiang dalam 1baris

n = banyaknya baris

D = diameter tiang pancang

$s$  = jarak antar As tiang pancang

$\theta$  = arc tan  $D/2,5.s$

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n}$$

#### 4. Kontrol Beban aksial satu Tiang pancang

$$P_i = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_x y_{\max}}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x_{\max}}{\sum x^2}$$

#### 5. Kontrol tebal poer

Cek Geser Ponds 2 arah

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$b_o$  = Keliling penampang kritis

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$a. \quad V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$b. \quad V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$c. \quad V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil

$$V_c \geq Pu$$

#### 6. Desain penulangan poer

- Penulangan arah X
- Penulangan arah Y



### **3.10 Gambar Kerja**

Hasil analisa baik dari struktur sekunder, struktur utama, dan pondasi dituangkan dalam gambar teknik yang mampu menjelaskan secara nyata hasil perhitungan dengan menggunakan software bantu sipil AutoCAD sesuai standar yang ada.

**“halaman ini sengaja dikosongkan”**

## BAB IV DESAIN DAN ANALISIS STRUKTUR

### 4.1. *Preliminary Design*

### 4.2. Data Perencanaan

Bahan yang digunakan untuk struktur gedung ini adalah beton bertulang dengan data-data sebagai berikut :

Lokasi : JL. Raya Jemursari  
No. 15, Surabaya

Tipe bangunan : Perkantoran.

Tinggi Bangunan : 40 m ( 10 Lantai ).

Luas Bangunan : 29 m x 15 m.

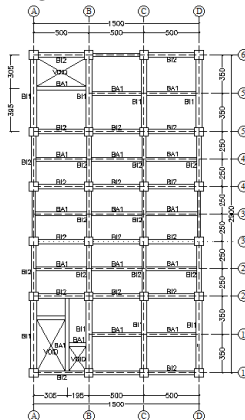
Tinggi Lantai 1-10 : 4,0 m.

Mutu Beton ( $f'_c$ ) : 30 MPa.

Mutu Baja ( $f_y$ ) kolom dan balok : 400 MPa.

Mutu Baja ( $f_y$ ) plat : 240 MPa.

Denah struktur gedung kantor Graha Atmaja Surabaya diperlihatkan sesuai gambar 4.1

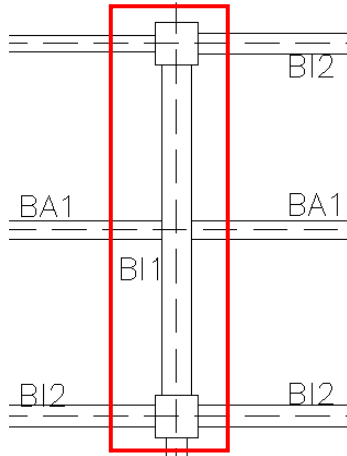


Gambar 4.1. Denah Struktur Gedung Kantor

#### 4.2.1 Preliminary design Balok

Balok adalah komponen struktur yang berfungsi menahan lentur. Sesuai dengan SNI 2847-2013 ps 9.5(a), desain dimensi balok (tinggi minimum balok) dengan bentang seperti pada gambar 4.2 dan 4.3 adalah sbb :

- Dimensi balok primer (BI-1), bentang (L) = 7 m.



Gambar 4.2. Balok Primer (BI-1)

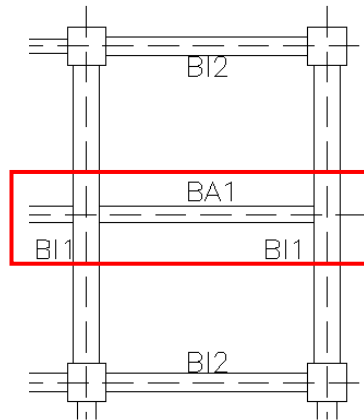
$$h_{\min} = \frac{1}{16} \left( 0,4 + \frac{f_y}{700} \right) = \frac{700}{16} \left( 0,4 + \frac{400}{700} \right)$$

$$= 42,5 \approx 70 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 70 = 46,67 \approx 55 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok primer (BI-1) adalah 55/70 cm

- Dimensi balok sekunder (BA-1), bentang (L) = 5 m.



Gambar 4.3. Balok Sekunder (BA-1)

$$h_{\min} = \frac{1}{21} \left( 0,4 + \frac{f_y}{700} \right) = \frac{500}{21} \left( 0,4 + \frac{400}{700} \right)$$

$$= 23,129 \approx 55 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 55 = 36,666 \approx 35 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok sekunder (BA-1) adalah 35/55 cm

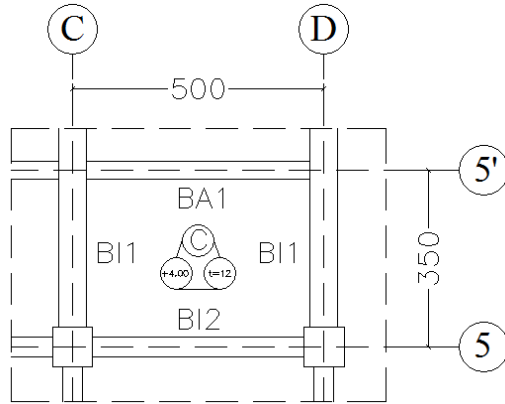
Tabel 4.1. Rekapitulasi Dimensi Balok Induk dan Anak

Nama Balok	Bentang (L)	$h_{\min}$	$h_{\text{renc}}$	b	$b_{\text{renc}}$	Dimensi
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
BI-1	700	42,5	70	46,67	55	<b>55/70</b>
BI-2	500	30,35	60	40	40	<b>40/60</b>
BA-1	500	23,12	55	36,67	35	<b>35/55</b>

#### 4.2.2 Preliminary design Plat Lantai

- Desain tebal plat lantai 1 s/d Atap.

Perhitungan tipe plat C dengan dimensi seperti pada gambar 4.4.



Gambar 4.4. Tinjauan Plat Lantai Tipe C

$$L_y = 500 \text{ cm}$$

$$L_x = 350 \text{ cm}$$

$$L_n = 500 - \left( \frac{55}{2} + \frac{55}{2} \right) = 445 \text{ cm}$$

$$S_n = 350 - \left( \frac{40}{2} + \frac{35}{2} \right) = 312,5 \text{ cm}$$

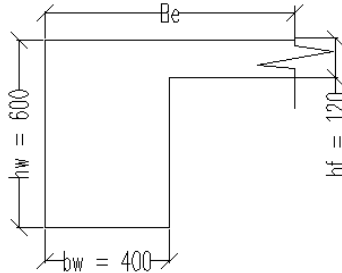
$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{445}{312,5} = 1,424 < 2 \text{ (Plat 2 arah)}$$

Direncanakan dengan tebal plat,  $t = 12 \text{ cm}$

$$f'_c = 30 \text{ MPa} ; f_y = 240 \text{ Mpa}$$

o Balok As 5 Joint C-D

Dimensi potongan balok As 5 joint C-D seperti pada gambar 4.5.



Gambar 4.5. Balok As 5 joint C-D

Menentukan lebar efektif flens (pasal 13.2.4 SNI 2847-2013)

$$\rightarrow be = bw + 2hw < bw + 8hf$$

$$\blacksquare be = bw + 2hw$$

$$be = 40 + 2(60-12) = 136 \text{ cm}$$

$$\blacksquare be = bw + 8hf$$

$$be = 40 + 8(12) = 136 \text{ cm}$$

Diambil  $be$  terkecil = 136 cm.

$$k = \frac{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{t}{h} \right) \left[ 4 - 6 \left( \frac{t}{h} \right) + 4 \left( \frac{t}{h} \right)^2 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{t}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{t}{h} \right)}$$

$$k = \frac{1 + \left( \frac{136}{40} - 1 \right) \left( \frac{12}{60} \right) \left[ 4 - 6 \left( \frac{12}{60} \right) + 4 \left( \frac{12}{60} \right)^2 + \left( \frac{136}{40} - 1 \right) \left( \frac{12}{60} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{136}{40} - 1 \right) \left( \frac{12}{60} \right)}$$

$$k = 1,64$$

### Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 1,64 \frac{40 \times 60^3}{12} = 1180800 \text{ cm}^4$$

### Momen Inersia Lajur Pelat

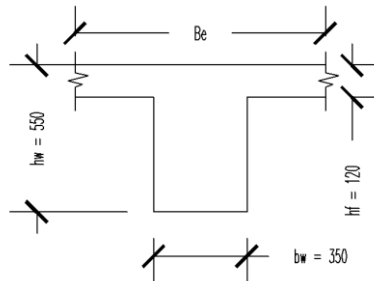
$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12} = 0,5 \frac{(350 + 250) \times 12^3}{12} = 43200 \text{ cm}^4$$

### Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_I = \frac{I_b}{I_p} = \frac{1180800}{43200} = 27,33$$

#### ○ Balok As 5' Joint C-D

Dimensi potongan balok As 5' joint C-D seperti pada gambar 4.6.



Gambar 4.6. Balok As 5' joint C-D

Menentukan lebar efektif flens (pasal 13.2.4 SNI 2847-2013)

$$\rightarrow be = bw + 2hw < bw + 8hf$$

$$\blacksquare be = bw + 2hw$$

$$be = 35 + 2(55-12) = 121 \text{ cm}$$

$$\blacksquare be = bw + 8hf$$

$$be = 35 + 8(12) = 131 \text{ cm}$$



Diambil  $be$  terkecil = 121 cm.

$$k = \frac{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{t}{h} \right) \left[ 4 - 6 \left( \frac{t}{h} \right) + 4 \left( \frac{t}{h} \right)^2 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{t}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{t}{h} \right)}$$

$$k = \frac{1 + \left( \frac{121}{35} - 1 \right) \left( \frac{12}{55} \right) \left[ 4 - 6 \left( \frac{12}{55} \right) + 4 \left( \frac{12}{55} \right)^2 + \left( \frac{121}{35} - 1 \right) \left( \frac{12}{55} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{121}{35} - 1 \right) \left( \frac{12}{55} \right)}$$

$$k = 2,55$$

#### Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 2,55 \frac{35 \times 55^3}{12} = 1237414,063 \text{ cm}^4$$

#### Momen Inersia Lajur Pelat

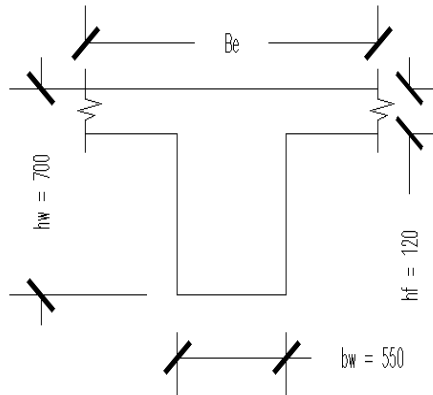
$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12} = 0,5 \frac{(350 + 350) \times 12^3}{12} = 50400 \text{ cm}^4$$

#### Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_2 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{1237414,063}{50400} = 24,55$$

○ Balok As C Joint 5-5'

Dimensi potongan balok As C joint 5-5' seperti pada gambar 4.7.



Gambar 4.7. Balok As C joint 5-5'

Menentukan lebar efektif flens (pasal 13.2.4 SNI 2847-2013)

$$\rightarrow be = bw + 2hw < bw + 8hf$$

$$\blacksquare be = bw + 2hw$$

$$be = 55 + 2(70-12) = 171,66 \text{ cm}$$

$$\blacksquare be = bw + 8hf$$

$$be = 55 + 8(12) = 151 \text{ cm}$$

Diambil  $be$  terkecil = 151 cm.

$$k = \frac{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{t}{h} \right) \left[ 4 - 6 \left( \frac{t}{h} \right) + 4 \left( \frac{t}{h} \right)^2 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{t}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{t}{h} \right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{151}{55} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right) \left[ 4 - 6 \left(\frac{12}{70}\right) + 4 \left(\frac{12}{70}\right)^2 + \left(\frac{151}{55} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{151}{55} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right)}$$

$$k = 1,91$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 1,91 \frac{55 \times 70^3}{12} = 3002679,16 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Lajur Pelat

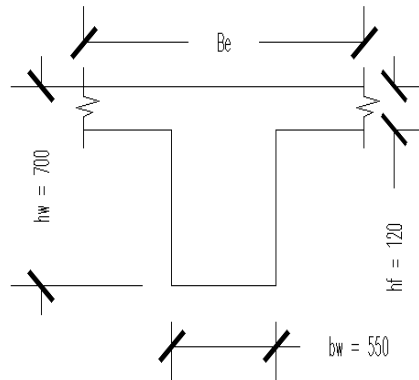
$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12} = 0,5 \frac{(500 + 500) \times 12^3}{12} = 72000 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_3 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{3002679,16}{72000} = 41,7$$

○ Balok As D Joint 5-5'

Dimensi potongan balok As D joint 5-5' seperti pada gambar 4.8.



Gambar 4.8. Balok As D joint 5-5'

Menentukan lebar efektif flens (pasal 13.2.4 SNI 2847-2013)

$$\rightarrow be = bw + 2hw < bw + 8hf$$

$$\blacksquare be = bw + 2hw$$

$$be = 55 + 2(70-12) = 171 \text{ cm}$$

$$\blacksquare be = bw + 8hf$$

$$be = 55 + 8(12) = 151 \text{ cm}$$

Diambil  $be$  terkecil = 151 cm.

$$k = \frac{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{t}{h} \right) \left[ 4 - 6 \left( \frac{t}{h} \right) + 4 \left( \frac{t}{h} \right)^2 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{t}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{t}{h} \right)}$$

$$k = \frac{1 + \left( \frac{151}{55} - 1 \right) \left( \frac{12}{70} \right) \left[ 4 - 6 \left( \frac{12}{70} \right) + 4 \left( \frac{12}{70} \right)^2 + \left( \frac{151}{55} - 1 \right) \left( \frac{12}{70} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{151}{55} - 1 \right) \left( \frac{12}{70} \right)}$$

$$k = 1,91$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 1,91 \frac{55 \times 70^3}{12} = 3002679,16 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Lajur Pelat

$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12} = 0,5 \frac{(500) \times 12^3}{12} = 36000 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_4 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{3002679,16}{36000} = 83,4$$

Dari perhitungan di atas didapatkan nilai  $\alpha_m$  sebagai berikut :

$$\alpha_{fm} = \frac{1}{n}(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \dots + \alpha_n)$$

$$\alpha_{fm} = \frac{1}{4}(27,33 + 23,42 + 41,7 + 83,4) = 43,96$$

Karena  $\alpha_{fm} > 2$  dipakai persamaan (3.8), SNI 2847-2013 pasal 9.5.3.3 dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

$$h = \frac{4450(0,8 + \frac{240}{1400})}{36 + (9 \times 1,424)} = 88,55 \text{ mm} \approx 120 \text{ mm}$$

- ➔ karena nilai  $h$  lebih kecil dari 90 mm, maka digunakan tebal plat lantai 1 s/d Atap tipe C adalah 120 mm.
- ➔ dengan cara yang sama didapatkan rekapitulasi ketebalan plat dari masing – masing tipe plat seperti pada tabel 4.2.

Tabel 4.2. Rekapitulasi Ketebalan Plat Lantai

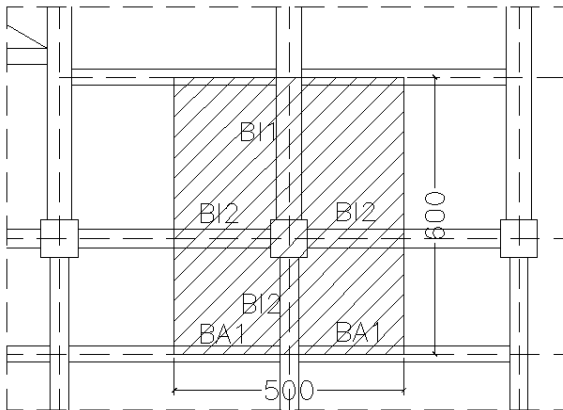
Tipe	Lantai	Tebal (mm)	Ket.
A	2 s/d Atap	120	2 arah
B	2 s/d 10	120	2 arah
C	2 s/d Atap	120	2 arah
D	2 s/d 10	120	2 arah
E	2 s/d 10	120	2 arah

#### 4.2.3 Preliminary design Kolom

Perencanaan dimensi kolom yang tinjau adalah kolom yang mengalami pembebanan terbesar, yaitu kolom yang memikul bentang 800 x 800 cm.

Kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Data- data yang diperlukan dalam menentukan dimensi kolom adalah sebagai berikut :

- Tebal pelat 2-Atap = 12 cm = 120 mm
- Tinggi lantai 1-Atap = 4,0 m
- Dimensi BI-1 = 55/70
- Dimensi BI-2 = 40/60
- Dimensi BA-1 = 35/55



Gambar 4.9. Daerah Pembebanan Kolom

### **Dimensi Kolom Lantai 1-10**

Tabel 4.3. Beban Mati pada Lantai 1-Atap

		Kg
Pelat 2 - Atap	5 x 6 x 0,12 x 2400 x 10 tingkat	86400
Penggantung	5 x 6 x 7 x 10 tingkat	2100
Plafond	5 x 6 x 11 x 10 tingkat	3300
Keramik	5 x 6 x 24 x 9 tingkat	6480

ME & Plumbing	5 x 6 x 40 x 10 tingkat	12000
Spesi (2cm)	5 x 6 x 21 x 2 x 9 tingkat	11340
Aspal (2cm)	5 x 6 x 14 x 2 x 1 tingkat	840
BI-1 (550/700)	0,55 x 0,7 x 3,5 x 2400 x 10 tingkat	32340
BI-2 (400/600)	0,4 x 0,6 x 7,5 x 2400 x 10 tingkat	43200
BA-1 (350/550)	0,35 x 0,55 x 10 x 2400 x 10 tingkat	46200
Dinding Lt. 2-5	250 x 4 x 11	11000
Dinding Lt. 6	250 x 4 x 3,5	3500
Dinding Lt. 7	250 x 4 x 8,5	8500
Dinding Lt. 8	250 x 4 x 6	6000
Dinding Lt. 9	250 x 4 x 11	11000
Dinding Lt. 10	250 x 4 x 11	11000
	<b>DL TOTAL</b>	295200

Tabel 4.4. Beban Hidup pada Lantai 1-Atap

		<b>Kg</b>
Atap	5 x 6 x 96 x 1 tingkat	2880
Lantai	5 x 6 x 240 x 9 tingkat	64800
	<b>LL TOTAL</b>	67680

Koefisien Reduksi beban hidup untuk gedung perhotelan (PPIUG, Tabel 4) adalah 0,75. Jadi, total beban untuk beban hidup:

$$\begin{aligned}
 L_L &= 0,75 \times L_{Ltotal} \\
 &= 0,75 \times 67680 \text{ kg} \\
 &= 50760 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jadi, Berat Total} &= 1,2D_L + 1,6L_L \\
 &= 1,2 (295200) + 1,6 (50760) \\
 &= 315456 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi  $\phi = 0,65$ .

$$\text{Mutu beton} = 30 \text{ Mpa} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Rencana awal} \rightarrow A = \frac{W}{\phi f'_c} = \frac{315456}{0,65 \times 300} = 1617,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Misalkan } b=h, \text{ maka } b^2 = 1617,72 \text{ cm}^2$$

$$b = 40,22 \text{ cm} \approx 80 \text{ cm}$$

#### 4.2.4 Preliminary design Shearwall

Menurut SNI 2847-2013 pasal 16.5.3.(1), ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari  $1/25$  tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek, atau kurang dari  $100 \text{ mm}$ .

Direncanakan :

Tebal dinding geser =  $26 \text{ cm}$

Panjang bentang :  $500 \text{ cm}$

Tinggi :  $400 \text{ cm}$

- $26 \text{ cm} \geq H/25$   
 $26 \text{ cm} \geq 400/25$   
 $26 \text{ cm} \geq 16 \text{ cm}$
- $26 \text{ cm} \geq L/25$   
 $26 \text{ cm} \geq 500/25$   
 $26 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
- Tidak boleh kurang dari  $100 \text{ mm}$

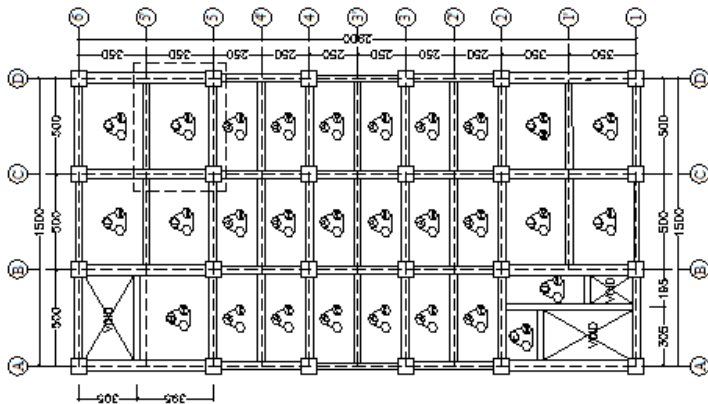
Jadi, tebal *shearwall* sebesar  $26 \text{ cm}$  telah memenuhi syarat SNI 2847-2013 Pasal 16.5.3.(1).



### 4.3 Perhitungan Struktur Sekunder

#### 4.3.1 Perencanaan Pelat

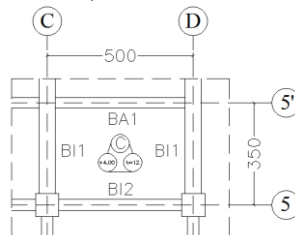
Beban-beban yang bekerja pada pelat disesuaikan dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 ( PPIUG 1983 ). Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 03-2847-2012 pasal 9.2.1 yaitu :  $1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$ .



Gambar 4.10. Denah Pelat Lantai 2

##### 4.3.1.1. Pelat Lantai

Digunakan contoh perhitungan pada tipe pelat A Lantai 2 elevasi +4,00 as (E-G ; 5-5')



Gambar 4.11. Pelat Tipe C

#### 4.3.1.2. Perhitungan Rasio Lebar Pelat

$$\begin{aligned}
 L_y &= 500\text{cm} - (1/2BI1 + 1/2BI1) \\
 &= 500\text{cm} - (27.5\text{cm} + 27.5\text{cm}) \\
 &= 445\text{cm} \\
 L_x &= 350\text{cm} - (1/2BI2 + 1/2BA2) \\
 &= 350\text{cm} - (20\text{cm} + 17.5\text{cm}) \\
 &= 312.5\text{cm} \\
 L_y/L_x &= 445\text{cm} / 312.5\text{cm} \\
 &= 1.424 < 2,00 \text{ Maka Pelat Tipe C termasuk pelat dua arah} \\
 M_{lx} \& M_{tx} \rightarrow X = 53,72 \\
 M_{ly} \& M_{ty} \rightarrow X = 37,76
 \end{aligned}$$

#### 4.3.1.3. Pembebanan Pelat

##### - Beban Mati :

$$\begin{aligned}
 &\text{- Berat Pelat } 12\text{cm} = 0,12\text{m} \cdot 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}^2 \\
 &\text{- Berat spesi (2cm)} = 2.21 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 &\text{- Berat keramik (1cm)} = 1.24\text{kg/m}^2 = 24 \text{ kg/m}^2 \\
 &\text{- Berat plafond} = 11 \text{ kg/m}^2 \\
 &\text{- Berat penggantung} = 7\text{kg/m}^2 \\
 &\text{- ME \& Plumbing} = 40 \text{ kg/m}^2 + \\
 &\text{Total DL} = 412 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

##### - Beban Hidup :

$$\text{- Fungsi Perkantoran LL} = 240 \text{ kg/m}^2$$

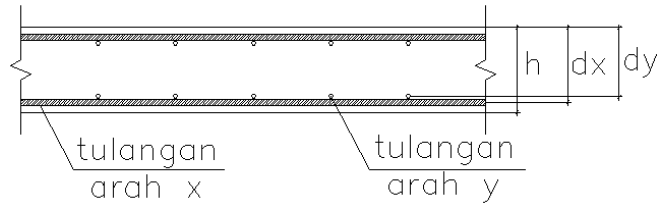
##### - Beban Ultimate :

$$\begin{aligned}
 -q &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 \cdot 412 \text{ kg/m}^2 + 1,6 \cdot 240 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 878,4 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

#### 4.3.1.4. Momen yang Terjadi

$$\begin{aligned}
 -M_{lx} = M_{tx} &= 0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X \\
 &= 0,001 \cdot 878,4 \text{ kg/m}^2 \cdot (3,125\text{m})^2 \cdot 53,72 \\
 &= 460,81 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 -Mly = Mty &= 0,001 \cdot q \cdot lx^2 \cdot X \\
 &= 0,001 \cdot 878,4 \text{ kg/m}^2 \cdot (3.125\text{m})^2 \cdot 37,36 \\
 &= 320,478 \text{kgm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.12. Tinggi Efektif Pelat

$$\begin{aligned}
 dx &= 12\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot \phi) \\
 &= 12\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot 1\text{cm}) \\
 &= 8,5\text{cm} \\
 dy &= 12\text{cm} - 3\text{cm} - \phi - (1/2 \cdot \phi) \\
 &= 12\text{cm} - 3\text{cm} - 1\text{cm} - (1/2 \cdot 1\text{cm}) \\
 &= 7,5\text{cm}
 \end{aligned}$$

#### 4.3.1.5. Penulangan arah X

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{4608100}{0,9 \times 1000 \times 85^2} = 0,708$$

N/mm<sup>2</sup>

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f'c}{fy} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{240} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,708}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,00299$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

Syarat	:	$\rho_{\text{min}}$	=	$\rho_{\text{perlu}}$
		0,002	>	0,00299

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0,00299$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho_{perlu} \times 1000 \times d_x \\ &= 0,00299 \times 1000 \times 85 \\ &= 254,15 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan  $\emptyset 10 \text{ mm}$  ( $A_{\emptyset 10} = 78,53 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times 78,53}{254,15} = 308,99 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau  $450 \text{ mm}$   
(SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$s \leq 3(120) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 360 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 250 \text{ mm}$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{1000 \times 78,53}{250} = 314,12 \text{ mm}^2$$

Cek :  $A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pakai}$   
:  $254,15 \text{ mm}^2 < 314,12 \text{ mm}^2$  (Ok)

Kontrol Regangan :

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{314,12 \times 240}{0,85 \times 30 \times 1000} \\ &= 2,95 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,835 \end{aligned}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2,95}{0,835} = 3,53 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = \frac{dx - c}{c} 0,003 = \frac{85 - 3,53}{3,53} 0,003$$

$$= 0,069 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

$$\text{Dipakai } \phi = 0,9$$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( dx - \frac{1}{2}a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 314,12 \times 240 \left( 85 - \frac{1}{2} \times 2,95 \right)$$

$$= 5667164,568 \text{ Nmm} = 566,71 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 566,71 \text{ kgm} > M_u = 460,81 \text{ kgm (OK)}$$

Jadi, dipakai tulangan arah X =  $\phi 10$ -200 mm

#### 4.3.1.6. Penulangan arah Y

$$\phi = 0,9 \text{ diasumsikan dahulu}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d y^2} = \frac{3204780}{0,9 \times 1000 \times 75^2} = 0,633 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{240} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,633}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,00267$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

Syarat	:	$\rho_{\text{min}}$ $0,002$	=	$\rho_{\text{perlu}}$ $0,00267$
			>	

Maka, dipakai  $\rho_{\text{perlu}} = 0,00267$

- LuasTulangan

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{perlu}} \times 1000 \times d y$$

$$= 0,00267 \times 1000 \times 75$$

$$= 200,25 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan  $\phi 10\text{mm}$  ( $A_{\phi 10} = 78,53\text{mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times 78,53}{200,25} = 392,15\text{mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau  $450\text{ mm}$   
(SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$s \leq 3(120) \text{ atau } 450\text{ mm}$$

$$s \leq 360\text{ mm atau } 450\text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi dipakai  $s = 250\text{ mm}$

$$\text{As pakai} = \frac{1000 \times 78,53}{250} = 314,12\text{ mm}^2$$

Cek : As perlu < As pakai  
:  $200,25\text{ mm}^2 < 314,12\text{ mm}^2$  (Ok)

Kontrol Regangan :

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{314,12 \times 240}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 2,95\text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7)$$

$$= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,835$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2,95}{0,835} = 3,53\text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = \frac{d_y - c}{c} \times 0,003 = \frac{75 - 3,53}{3,53} \times 0,003$$

$$= 0,0607 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times As \times f_y \times \left( d_y - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\begin{aligned}\phi Mn &= 0,9 \times 314,12 \times 240 \left(75 - \frac{1}{2} \times 2,95\right) \\ &= 4988665,368 \text{ Nmm} = 498,86 \text{ kgm} \\ \phi Mn &= 498,86 \text{ kgm} > Mu = 320,47 \text{ kgm (OK)} \\ \text{Jadi, dipakai tulangan arah Y} &= \phi 10\text{-}200 \text{ mm}\end{aligned}$$

#### 4.3.1.7. Penulangan Susut

Tulangan arah melintang merupakan tulangan susut atau tulangan bagi struktur tangga. Dengan  $\rho_{\text{susut}}$  untuk mutu tulangan 400MPa adalah 0,0018

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal pelat} - \text{cover} - \text{tulangan utama} - \frac{1}{2} \text{tul. susut} \\ &= 120 \text{ mm} - 30 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \frac{1}{2} 10 \text{ mm} \\ &= 75 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}As_h &= \rho b d' = 0,0018 \times 1000 \times 75 = 135 \text{ mm}^2 \\ \text{Digunakan tulangan } \phi 10 \text{ mm} & (A \phi 10 = 78,53 \text{ mm}^2)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{1000 \times A \phi 10}{As_h} \\ &= \frac{1000 \times 78,53}{135} = 581,7 \text{ mm}\end{aligned}$$

Syarat:  $s \leq 5 \text{ h atau } 450 \text{ mm}$

$$s \leq 5(120) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 600 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Jadi dipakai  $s = 250 \text{ mm}$

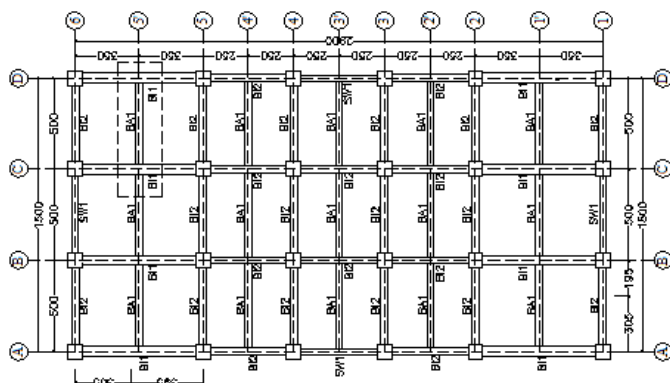
Dipakai tulangan susut  $\phi 10\text{-}250$ .

Tabel.4.5. Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai

Tipe	Lantai	Tebal (mm)	Ket.	Tul. Arah X	Tul. Arah Y	Tul. Susut
A	2 s/d Atap	120	2 arah	$\phi 10\text{-}200 \text{ mm}$	$\phi 10\text{-}200 \text{ mm}$	$\phi 10\text{-}250 \text{ mm}$
B	2 s/d 10	120	2 arah	$\phi 10\text{-}200 \text{ mm}$	$\phi 10\text{-}200 \text{ mm}$	$\phi 10\text{-}250 \text{ mm}$
C	2 s/d Atap	120	2 arah	$\phi 10\text{-}200 \text{ mm}$	$\phi 10\text{-}200 \text{ mm}$	$\phi 10\text{-}250 \text{ mm}$
D	2 s/d 10	120	2 arah	$\phi 10\text{-}250 \text{ mm}$	$\phi 10\text{-}250 \text{ mm}$	$\phi 10\text{-}300 \text{ mm}$
E	2 s/d 10	120	2 arah	$\phi 10\text{-}250 \text{ mm}$	$\phi 10\text{-}250 \text{ mm}$	$\phi 10\text{-}300 \text{ mm}$

### 4.3.2 Perencanaan Balok Anak

Perencanaan balok anak disesuaikan dengan beban-beban yang bekerja menurut PPIUG 1983. Balok anak merupakan sistem struktur sekunder yang direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 03-2847-2012 pasal 9.2.1 yaitu :  $1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$ .



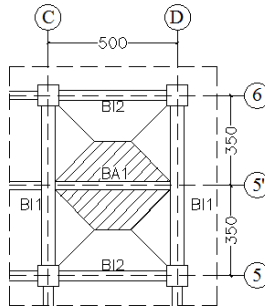
Gambar 4.13. Denah balok lantai 2

#### 4.3.2.1 Perencanaan Balok Anak Type 1

Pembebanan yang terjadi pada balok adalah beban sendiri balok dan beban pada pelat yang selanjutnya menyalur pada balok. Untuk menghitung beban pelat yang diterima oleh balok dilakukan dengan cara pendekatan *tributary area*.

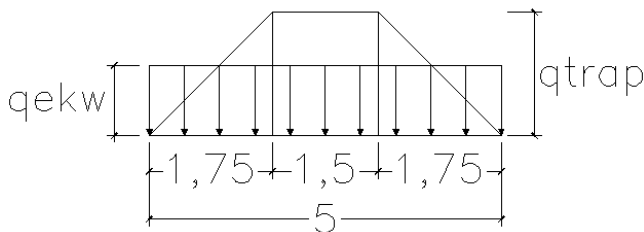
Dilakukan contoh perhitungan pembebanan balok anak pada elevasi 4.00 As (5', C-D)





Gambar 4.14. Tributary Area Balok Anak 1

- Pembebanan pada pelat sesuai perhitungan pembebanan pada pelat lantai 5.1.3 Sebesar  $q_{\text{pelat}} = 878,4 \text{ kg/m}^2$  diubah menjadi beban merata sepanjang balok



Gambar 4.15. Ditribusi Beban Merata pada BA-1

$$\begin{aligned}
 q_{\text{trap}} &= q_{\text{pelat}} \times \frac{1}{2} l_x \\
 &= 878,4 \text{ kg/m}^2 \times (1,75 \text{ m}) \\
 &= 1537,2 \text{ kg/m} \\
 q_{\text{ekw}} &= \frac{1}{3} q_{\text{trap}} \times \left\{ 3 - \left( \frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right\} \\
 &= \frac{1}{3} \times 1537,2 \text{ kg/m} \times \left\{ 3 - \left( \frac{3,5}{5} \right)^2 \right\} \\
 &= 1286,124 \text{ kg/m} \\
 2 q_{\text{ekw}} &= 2 \times 1286,124 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$= 2572,248 \text{ kg/m}$$

Berat sendiri balok :

$$= \text{berat jenis balok} \times \text{luas penampang}$$

$$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times (0,35\text{m} \times 0,55\text{m})$$

$$= 462 \text{ kg/m}$$

Untuk beban ultimate karena beban pelat sudah beban ultimate jadi faktor hanya dikali pada berat sendiri balok =  $1,2 \times 462 \text{ kg/m}$   
 $= 554,4 \text{ kg/m}$ .

Jadi beban ultimate seluruhnya adalah

Beban pada pelat + berat sendiri balok

$$q_u = 2572,248 \text{ kg/m} + 554,4 \text{ kg/m}$$

$$= 3126,648 \text{ kg/m}$$

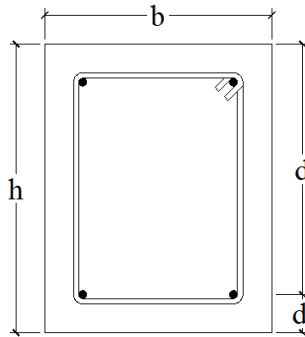
#### 4.3.2.2 Perhitungan Momen Balok Anak

Gaya yang terjadi pada balok merupakan gaya yang dapat menahan tegangan lentur hanya dalam satu arah, sesuai dengan SNI 03-2847-2012 pasal 8.3.3

$$\begin{aligned} \text{Momen tump.kiri} &= -1/11 \cdot q \cdot l^2 \\ &= 1/11 \cdot 3126,648 \text{ kg/m} \cdot (5\text{m})^2 \\ &= 7106,018 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen tump.kanan} &= -1/11 \cdot q \cdot l^2 \\ &= 1/11 \cdot 3126,648 \text{ kg/m} \cdot (5\text{m})^2 \\ &= 7106,018 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen lapangan} &= +1/16 \cdot q \cdot l^2 \\ &= 1/16 \cdot 3126,648 \text{ kg/m} \cdot (5\text{m})^2 \\ &= 4885,387 \text{ kgm} \end{aligned}$$



Gambar 4.16. Penampang Balok

$$\begin{aligned}
 d &= h - (\text{selimut beton} + \text{tul. sengkang} + \frac{1}{2} \text{ tul. lentur}) \\
 &= 550 \text{ mm} - (30 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + 8 \text{ mm}) \\
 &= 502 \text{ mm} \\
 d' &= \text{selimut beton} + \text{tul. sengkang} + \frac{1}{2} \text{ tul. lentur} \\
 &= 30 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + 8 \text{ mm} \\
 &= 48 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

#### 4.3.2.3 Perhitungan Tulangan Lentur

- Penulangan Lentur Daerah Tumpuan Kiri & Kanan

$$\phi = 0,9 \text{ diasumsikandahulu}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{71060180}{0,9 \times 350 \times 502^2} = 0,895 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,895}{0,85 \times 30}} \right) \\
 &= 0,00227
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Syarat} & : & \rho_{\min} = \rho_{\text{perlu}} \\ & & 0,0035 > 0,00227 \end{array}$$

Maka, dipakai  $\rho_{\min} = 0,0035$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 350 \times 502 \\ &= 614,95 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16mm ( $A_{D16} = 201,06 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{\text{pakai}}}{A_{D16}} \\ &= \frac{614,95}{201,06} = 3,058 \approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jadi, tulangan lentur tarik 4D16 ( $A_s = 804,24 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{array}{lcl} \text{Cek} & : & A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pakai} \\ & & 614,95 \text{ mm}^2 < 804,24 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)} \end{array}$$

Kontrol Spasi Tulangan ( $A_s$ ) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S &= \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset \text{sengkang} - n \cdot \emptyset \text{tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm} \\ &= \frac{350 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 4 \times 16}{4 - 1} \\ &= 68,66 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)} \end{aligned}$$

Kontrol Regangan :

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{804,24 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 36,04 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7) = 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,835$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{36,04}{0,835} = 43,16 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003 = \frac{502 - 43,16}{43,16} 0,003 = 0,031 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right) \\ \phi M_n &= 0,9 \times 804,24 \times 400 \left( 502 - \frac{1}{2} \times 36,04 \right) \\ &= 140124987,1 \text{ Nmm} = 14012,4 \text{ kgm} \\ \phi M_n &= 14012,4 \text{ kgm} > M_u = 7106,1 \text{ kgm (OK)} \end{aligned}$$

Perencanaan Tulangan Lentur pada Tumpuan ( $A_s'$ ):

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar  $\frac{1}{2}$  dari kekuatan lentur tarik berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.2.

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 804,24 = 402,12 \text{ mm}^2$$

Jadi, tulangan lentur tekan 2D16 ( $A_s' = 402,12 \text{ mm}^2$ )

Kontrol Spasi Tulangan ( $A_s'$ ) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset \text{sengkan} - n \cdot \emptyset \text{tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{350 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 2 \times 16}{2 - 1}$$

$$= 119 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)}$$

- Penulangan Lentur Daerah Lapangan

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{48853870}{0,9 \times 350 \times 502^2} = 0,615 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,615}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,00155$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Syarat	:	$\rho_{\text{min}}$	=	$\rho_{\text{perlu}}$
		0,0035	>	0,00227

Maka, dipakai  $\rho_{\text{min}} = 0,0035$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 350 \times 502 \\ &= 614,95 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16mm (AD16=201,06 mm<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned}
 n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_{D16}} \\
 &= \frac{614,95}{201,06} = 3,058 \approx 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jadi, tulangan lentur tarik 4D16 ( $A_s = 804,24 \text{ mm}^2$ )

Cek :  $A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pakai}$   
 :  $614,95 \text{ mm}^2 < 804,24 \text{ mm}^2$  (Ok)

Kontrol Spasi Tulangan ( $A_s$ ) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset_{\text{senggang}} - n \cdot \emptyset_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm} \\
 &= \frac{350 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 4 \times 16}{4 - 1} \\
 &= 68,6 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)}
 \end{aligned}$$

Kontrol Regangan :

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{804,24 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} \\
 &= 36,04 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7) \\
 &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,835
 \end{aligned}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{36,04}{0,835} = 43,16 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003 = \frac{502 - 43,16}{43,16} 0,003$$

$$= 0,031 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 804,24 \times 400 \left( 502 - \frac{1}{2} \times 36,04 \right)$$

$$= 140124987,1 \text{ Nmm} = 14012,4 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 14012,4 \text{ kgm} > M_u = 4885,3 \text{ kgm (OK)}$$

Perencanaan Tulangan Lentur pada Tumpuan ( $A_s'$ ):

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar  $\frac{1}{2}$  dari kekuatan lentur tarik berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.2.

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 804,24 = 402,12 \text{ mm}^2$$

Jadi, tulangan lentur tekan 2D16 ( $A_s' = 402,12 \text{ mm}^2$ )

Kontrol Spasi Tulangan ( $A_s'$ ) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{350 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 2 \times 16}{2 - 1}$$

$$= 119 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)}$$



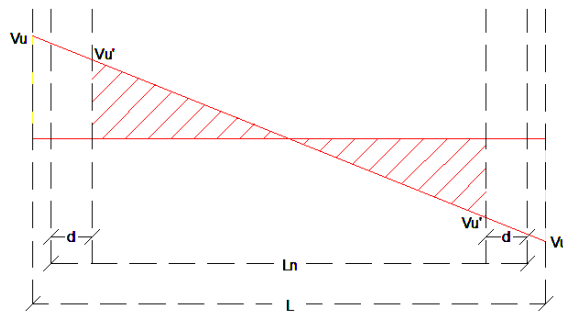
#### 4.3.2.4 Perhitungan Tulangan Geser

- Gaya Geser yang terjadi

$$\begin{aligned} V_u &= 1/2 Q_u \times L \\ &= 1/2 \times 3126,648 \text{ kg/m} \times 5 \text{ m} \\ &= 7816,62 \text{ kg} \end{aligned}$$

$V_u'$  = gaya geser pada jarak  $1d$  dari tepi balok induk

$$\begin{aligned} &= \frac{V_u}{1/2L} (1/2Ln - d) \\ &= \frac{78166,2 \text{ N}}{(1/2 \times 5000)} (1/2 \times 5000 - 550) - 502 \\ &= 60467,636 \text{ N} \end{aligned}$$



Gambar 4.17. Geser Pada Balok Anak

$$\begin{aligned} \lambda &= 1 \text{ untuk beton normal} \\ V_c &= 0,17 \lambda \sqrt{f_c'} b d \\ &= 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 350 \cdot 502 \\ &= 163599,25 \text{ N} \\ 0,5 \cdot \phi V_c &= 0,5 \cdot 0,75 \cdot (0,17) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,5 \cdot 0,75 \cdot (0,17) \cdot \sqrt{30} \cdot 350 \cdot 502 \\ &= 61349,719 \text{ N} \\ \phi \cdot V_c &= 0,75 \cdot (0,17) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,75 \cdot (0,17) \cdot \sqrt{30} \cdot 350 \cdot 502 \\ &= 122699,438 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_u' < 0,5 \cdot V_c$$

$$60467,636 \text{ N} < 61349,719 \text{ N} \rightarrow \text{Kondisi 1}$$

Kekuatan geser balok mencukupi, namun demikian dipasang tulangan geser minimum

$$V_s = 0$$

$$V_{cl} = 0,33 \sqrt{f_c'} b d$$

$$= 0,33 \cdot \sqrt{30} \cdot 350 \cdot 502$$

$$= 317575,016 \text{ N}$$

$$V_s \leq V_{cl}$$

$$0 \leq 317575,016 \text{ N}$$

Digunakan  $\phi 10$ , dua kaki ( $A_v = 157 \text{ mm}^2$ )  
pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil  
antara :

$$S_2 = \frac{d}{2} \leq 600$$

$$= \frac{502}{2} \leq 600$$

$$= 251 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}$$

$$S_3 = \frac{A_v \times f_y t}{0,35 \cdot b w}$$

$$= \frac{157 \times 240}{0,35 \cdot 350}$$

$$= 307,59 \text{ mm}$$

$$S_4 = 600 \text{ mm}$$

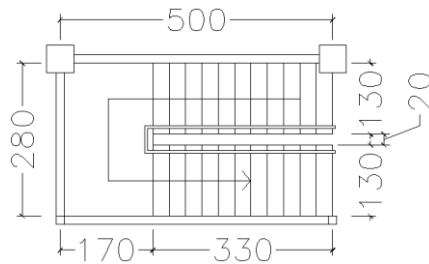
Maka dipakai tulangan sengkang Tumpuan  $\phi 10$ -150  $\rightarrow$  OK  
Maka dipakai tulangan sengkang Lapangan  $\phi 10$ -200  $\rightarrow$  OK

#### 4.3.3 Perencanaan Tangga

Tangga akan didesain dengan meletakkan pelat bordes pada setengah tinggi antar lantai dengan denah tangga seperti pada gambar 5.9 data desain sebagai berikut :

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 30 \text{ Mpa}$$

Mutu baja ( $f_y$ )	=	400 Mpa
Tinggi antar lantai	=	400 cm
Panjang bordes	=	330 cm
Lebar bordes	=	170 cm
Lebar injakan	=	28 cm
Tinggi tanjakan	=	17 cm
Lebar tangga	=	130 cm
Tebal pelat tangga	=	15 cm
Tebal pelat bordes	=	15 cm
Tebal selimut beton	=	3 cm



Gambar 4.18. Denah Tangga

Sudut kemiringan tangga

$$\alpha = \arctan t/i$$

$$= \arctan 17/28$$

$$= 31,26^\circ$$

Syarat sudut kemiringan tangga

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$$

$$25^\circ \leq 31,26^\circ \leq 40^\circ \quad (\text{memenuhi})$$

Syarat lebar injakan dan tinggi tanjakan

$$60 \text{ cm} \leq 2t + i \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq (2 \cdot 17 \text{ cm}) + 28 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm}$$

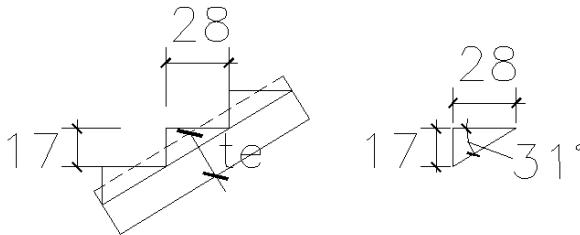
$$60 \text{ cm} \leq 62 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \quad (\text{memenuhi})$$

Jumlah tanjakan

$$\begin{aligned} n_t &= (\text{tinggi pelat anak tangga}) / t \\ &= (200 \text{ cm}) / (17 \text{ cm}) \\ &= 11,76 \text{ buah} \approx 12 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jumlah injakan

$$\begin{aligned} n_i &= n_t - 1 \\ &= 12 - 1 \\ &= 11 \text{ buah} \end{aligned}$$



Gambar 4.19. Detail Tangga

Tebal efektif pelat anak tangga

$$\text{Luas } \Delta 1 = \frac{1}{2} \cdot i \cdot t$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 28 \text{ cm} \cdot 17 \text{ cm}$$

$$= 238 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luas } \Delta 2 = \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{i^2 + t^2}) \cdot d$$

$$= \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{(28 \text{ cm})^2 + (17 \text{ cm})^2}) \cdot d$$

$$= 16,37 \text{ cm} \cdot d$$

$$\text{Luas } \Delta 1 = \text{Luas } \Delta 2$$

$$238 \text{ cm}^2 = 16,37 \text{ cm} \cdot d$$

$$d = 14,5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}\frac{1}{2} d &= 7,25 \text{ cm} \\ \text{Tebal efektif pelat tangga} &= 15 \text{ cm} + 7,5 \text{ cm} \\ &= 22,25 \text{ cm} \approx 23 \text{ cm}\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan di atas, dihasilkan tebal pelat tangga 23 cm dan tebal bordes tangga 15 cm.

#### 4.3.3.1 Pembebanan Tangga dan Bordes

Pembebanan beban yang ada pada komponen struktur tangga disesuaikan dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983). Dan karena komponen struktur tangga merupakan salah satu komponen struktur sekunder maka direncanakan hanya menerima beban mati (DL) dan beban hidup (LL). Dalam hal ini, perhitungan beban-beban tanggadibagi atas pembebanan padaanak tanggadan pembebanan pada bordes.

##### 5.3.1.1. Pembebanan Anak Tangga

###### Beban Mati

$$\text{Berat pelat (23 cm)} = 0,23 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 552 \text{ kg/m}^2$$

(sudah dimodelkan di ETABS)

$$\text{Berat railing tangga} = 10 \text{ kg/m}^2 = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat spesi 1 cm} = 1 \cdot 21 \text{ kg/m}^2 = 21 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat keramik 1 cm} = 1 \cdot 24 \text{ kg/m}^2 = \underline{24 \text{ kg/m}^2} +$$

$$qDL = 607 \text{ kg/m}^2$$

###### Beban Hidup

$$\text{Berat hidup tangga} \quad qLL = 300 \text{ kg/m}^2$$

##### **Kombinasi Pembebanan Tangga**

$$\begin{aligned}Qu &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= (1,2 \times 607 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 300 \text{ kg/m}^2) \\ &= 1208,4 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

### 5.3.1.2. Pembebanan Bordes

#### Beban Mati

$$\text{Berat pelat (15 cm)} = 0,15 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 360 \text{ kg/m}^2$$

(sudah dimodelkan di ETABS)

$$\text{Berat spesi 1 cm} = 1 \cdot 21 \text{ kg/m}^2 = 21 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat keramik 1 cm} = 1 \cdot 24 \text{ kg/m}^2 = 24 \text{ kg/m}^2 +$$

$$q_{DL} = 405 \text{ kg/m}^2$$

#### Beban Hidup

$$\text{Berat hidup bordes} \quad q_{LL} = 300 \text{ kg/m}^2$$

### Kombinasi Pembebanan Bordes

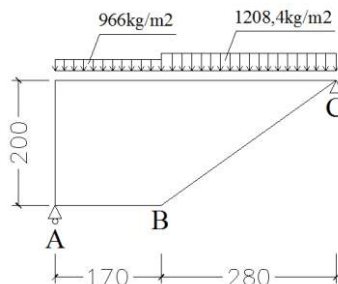
$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= (1,2 \times 405 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 300 \text{ kg/m}^2) \\ &= 966 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Beban per 1 meter pias} = 966 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m}$$

$$q_{u2} = 966 \text{ kg/m}$$

### 4.3.3.2. Analisa Struktur Tangga

Pada proses analisa struktur tangga ini, menggunakan perhitungan statis tak tentu dengan menggunakan perletakan sendi rol, dimana pembebanan tangga dan output seperti dibawah ini :



Gambar 4.20. Sketsa Beban Pada Tangga

### 5.3.3.1. Perhitungan Gaya-Gaya Pada Tangga

#### Reaksi Perletakan :

$$\Sigma MC = 0$$

$$Ra.4,5 - \left[ (966 \times 1,7) \times \left( \frac{1,7}{2} + 3,3 \right) \right] - \left[ (1208,4 \times 3,3) \times \left( \frac{3,3}{2} \right) \right] = 0$$

$$Ra = \frac{6815,13 + 6579,738}{5}$$

$$Ra = 2678,97 \text{ kg (}\uparrow\text{)}$$

$$\Sigma MA = 0$$

$$-Rc.4,5 + \left[ (966 \times 1,7) \times \left( \frac{1,7}{2} \right) \right] + \left[ (1208,4 \times 3,3) \times \left( \frac{3,3}{2} + 1,7 \right) \right] = 0$$

$$Rc = \frac{1395,87 + 13358,862}{5}$$

$$Rc = 2950,94 \text{ kg (}\uparrow\text{)}$$

Kontrol :

$$\Sigma V = 0$$

$$2678,97 \text{ kg} - 1642,2 \text{ kg} - 3987,72 \text{ kg} + 2950,94 \text{ kg} = 0$$

### 5.3.3.2. Perhitungan Gaya Lintang

Potongan  $X_1$

$$Dx_1 = Ra - q_1 \cdot x_1 = 2678,97 - (966 \cdot x_1)$$

Untuk  $x_1 = 0 \text{ m}$   $D_A = 2678,97 \text{ kg}$

$x_1 = 1,7 \text{ m}$   $D_B = 2678,97 - (966 \cdot 1,7) = 1036,77 \text{ kg}$

Potongan  $X_2$

$$Dx_2 = -Rc + q_2 \cdot x_2 = -2950,94 + (1208,4 \cdot x_2)$$

Untuk  $x_2 = 0 \text{ m}$   $D_C = -2950,94 \text{ kg}$

$x_2 = 3,3 \text{ m}$   $D_B = -2950,94 + (1208,4 \cdot 3,3)$   
 $= 1036,77 \text{ kg}$

### Perhitungan Gaya Momen

Potongan  $X_1$

$$Mx_1 = Ra - q_1 \cdot x_1 \cdot \frac{1}{2} x_1 = 2678,97 x_1 - (966 \cdot x_1 \cdot \frac{1}{2} x_1)$$

Untuk  $x_1 = 0 \text{ m}$   $M_A = 0$

$x_1 = 1,7 \text{ m}$   $M_B = 2678,97 \cdot 1,7 - (966 \cdot 1,7 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,7)$   
 $= 3158,379 \text{ kg.m}$

Potongan  $X_2$

$$M_{x_2} = R_c \cdot x_2 - q_2 \cdot x_2 \cdot \frac{1}{2} x_2 = 2950,94 x_2 - (1208,4 \cdot x_2 \cdot \frac{1}{2} x_2)$$

Untuk  $x_2 = 0 \text{ m}$

$$M_C = 0$$

$$x_2 = 3,3 \text{ m}$$

$$M_B = 2950,94 \cdot 3,3 - (1208,4 \cdot 3,3 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,3) \\ = 3158,379 \text{ kg.m}$$

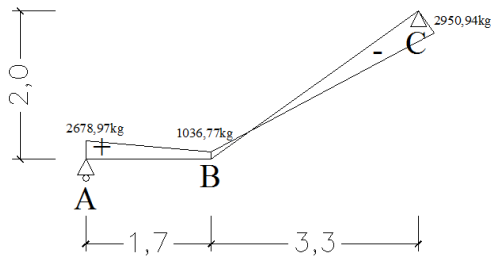
**Momen Maksimum terjadi pada Tangga**

$$D_{x_2} = -R_c + (q_2 \cdot x_2) = 0$$

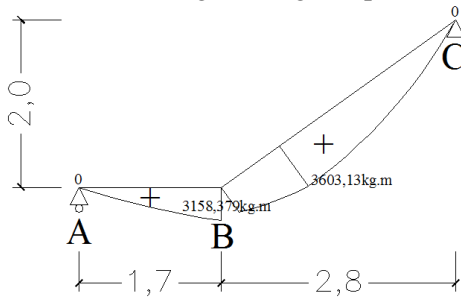
$$D_{x_2} = -2950,94 + (1208,4 \cdot x_2) = 0$$

$$x_2 = \frac{2950,4}{1208,4} = 2,442 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_c \cdot x_2 - q_2 \cdot x_2 \cdot \frac{1}{2} x_2 \\ = 2950,94 \cdot 2,442 - (1208,4 \cdot 2,442 \cdot \frac{1}{2} \cdot 2,442) \\ = 3603,13 \text{ kg.m}$$



Gambar 4.21. Bidang Lintang (D) pada Tangga



Gambar 4.22. Bidang Momen (M) pada Tangga

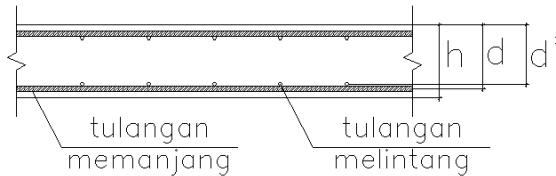


### 4.3.3.3. Perhitungan Tulangan Tangga

#### 4.3.3.3.1 Penulangan Pelat Tangga

Data Perencanaan :

- $M_u = 3603,13 \text{ kg.m} = 36031300 \text{ Nmm}$
- Tebal pelat tangga 230 mm
- Tebal decking 20 mm
- Diameter tulangan rencana 16 mm
- Diameter tulangansusut 13 mm
- Mutu tulangan baja  $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- Mutu beton  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$  ;  $\beta_1 = 0,85$



Gambar 4.23. Tinggi Efektif Pelat Tangga

$$\begin{aligned}
 d &= \text{tebal pelat} - \text{cover} - \frac{1}{2} \text{ tulangan} \\
 &= 230 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{1}{2} 16 \text{ mm} \\
 &= 202 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

#### Penulangan arah memanjang

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{36031300}{0,9 \times 1000 \times 202^2} = 0,981 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ perlu} &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,981}{0,85 \times 30}} \right) \\
 &= 0,0025
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 0,002$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$$

$$0,002 < 0,0025$$

$$\text{Dipakai } \rho_{\text{perlu}} = 0,0025$$

- Luas Tulangan

$$\text{As perlu} = \rho_{\text{perlu}} \times 1000 \times d_x$$

$$= 0,0025 \times 1000 \times 202$$

$$= 505 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan tulangan D16mm (AD16= 201,06mm}^2)$$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times 201,06}{505} = 398,13 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat: } s \leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$(\text{SNI 2847:2013 Ps.10.5.4})$$

$$s \leq 3(230) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 690 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 250 \text{ mm}$

$$\text{As pakai} = \frac{1000 \times 201,06}{250} = 804,24 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cek} : \text{As perlu} < \text{As pakai}$$

$$: 505 \text{ mm}^2 < 804,24 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

Kontrol Regangan :

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{\text{As} \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{804,24 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 12,61 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7)$$

$$= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,835$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12,61}{0,835} = 15,1 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003 = \frac{202 - 15,1}{15,1} 0,003$$

$$= 0,037 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 804,24 \times 400 \left( 202 - \frac{1}{2} \times 12,61 \right)$$

$$= 56658868,85 \text{ Nmm} = 5665,8 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 5666,8 \text{ kgm} > M_u = 3603,1 \text{ kgm (OK)}$$

Jadi, dipakai tulangan arah memanjang = D16-250mm

### Penulangan arah melintang

Tulangan arah melintang merupakan tulangan susut atau tulangan bagi struktur tangga. Dengan  $\rho_{\text{susut}}$  untuk mutu tulangan 400MPa adalah 0,0018

$$d' = \text{tebal pelat} - \text{cover} - \text{tulangan utama} - \frac{1}{2} \text{tul. susut}$$

$$= 230 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - \frac{1}{2} 13 \text{ mm}$$

$$= 187,5 \text{ mm}$$

$$A_{s_h} = \rho b d' = 0,0018 \times 1000 \times 187,5 = 337,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13 mm ( $A_{D13} = 132,73 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times A_{D13}}{A_{s_h}}$$

$$= \frac{1000 \times 132,73}{337,5} = 365,33 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 5 \text{ h atau } 450 \text{ mm}$

$$s \leq 5(230) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 1150 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

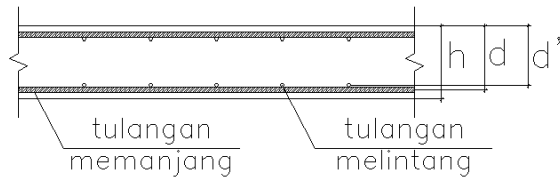
Jadi dipakai  $s = 250 \text{ mm}$

Dipakai tulangan susut D13-250.

#### 4.3.3.3.2 Penulangan Pelat Bordes

Data Perencanaan :

- $M_u = 3158,379 \text{ kg.m} = 31583790 \text{ Nmm}$
- Tebal pelat bordes 150 mm
- Tebal decking 20 mm
- Diameter tulangan rencana 16 mm
- Diameter tulangansusut 13 mm
- Mutu tulangan baja  $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- Mutu beton  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$  ;  $\beta_1 = 0,85$



Gambar 4.24. Tinggi Efektif Pelat Bordes

$$\begin{aligned}
 d &= \text{tebal pelat} - \text{cover} - \frac{1}{2} \text{ tulangan} \\
 &= 150 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{1}{2} 16 \text{ mm} \\
 &= 122 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

#### Penulangan arah memanjang

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{31583790}{0,9 \times 1000 \times 122^2} = 2,35 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,35}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,00617$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$$

$$0,002 < 0,00617$$

$$\text{Dipakai } \rho_{\text{perlu}} = 0,00617$$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times 1000 \times d_x \\ &= 0,00617 \times 1000 \times 122 \\ &= 752,74 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16mm ( $A_{D16} = 201,06 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times 201,06}{752,74} = 267,1 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat: } s &\leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm} \\ &(\text{SNI 2847:2013 Ps.10.5.4}) \end{aligned}$$

$$s \leq 3(150) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 450 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 250 \text{ mm}$

$$\text{As pakai} = \frac{1000 \times 201,06}{250} = 804,24 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Cek} &: \text{As perlu} < \text{As pakai} \\ &: 752,74 \text{ mm}^2 < 804,24 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

Kontrol Regangan :

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$\begin{aligned} a &= \frac{\text{As} \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{804,24 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} \\ &= 12,61 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,835 \end{aligned}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12,61}{0,835} = 15,1 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003 = \frac{122 - 15,1}{15,1} 0,003$$

$$= 0,021 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 804,24 \times 400 \left( 122 - \frac{1}{2} \times 12,61 \right) \\ &= 3349756,85 \text{ Nmm} = 3349,7 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 3349,7 \text{ kgm} > M_u = 3158,3 \text{ kgm (OK)}$$

Jadi, dipakai tulangan arah memanjang = D16-250 mm

### Penulangan arah melintang

Tulangan arah melintang merupakan tulangan susut atau tulangan bagi struktur tangga. Dengan  $\rho_{\text{susut}}$  untuk mutu tulangan 400MPa adalah 0,0018

$$\begin{aligned} d' &= \text{tebal pelat} - \text{cover} - \text{tulangan utama} - \frac{1}{2} \text{tul. susut} \\ &= 150 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - \frac{1}{2} 13 \text{ mm} \\ &= 107,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{s_h} = \rho b d' = 0,0018 \times 1000 \times 107,5 = 193,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13 mm ( $A_{D13} = 132,73 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{1000 \times A_{D13}}{A_{s_h}} \\ &= \frac{1000 \times 132,73}{193,5} = 639,43 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat:  $s \leq 5 \text{ h atau } 450 \text{ mm}$

$$s \leq 5(150) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 750 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Jadi dipakai  $s = 250 \text{ mm}$

Dipakai tulangan susut D13-250.

#### 4.3.4 Perencanaan Balok Bordes

Desain balok bordes sesuai dengan SNI 03-2847-2012 pasal 9.5.2.1 tabel 9.5a yakni balok bordes dianggap merupakan balok tertumpu sederhana. Sehingga untuk dimensi balok bordes dengan panjang ( $L$ ) 2800 mm didapatkan :

$$h = l/16 = 2800/16 = 175 \text{ cm} \approx 300 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 200 = 133,333 \approx 200 \text{ mm}$$

Untuk desain awal balok bordes digunakan ukuran balok 200×300 mm.

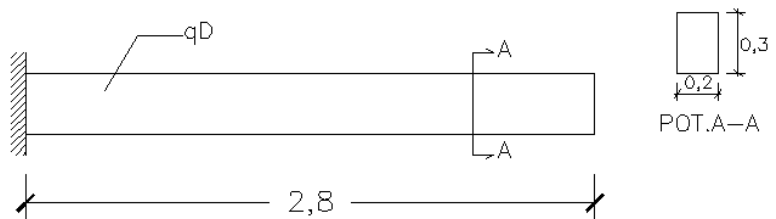
##### 4.3.4.1. Perencanaan Balok Bordes Bawah

Balok bordes dirancang dapat menerima beban pelat bordes diatasnya, berat sendiri serta akibat perletakan tangga.

Berat sendiri balok	:	0,2×0,3×2400	= 144 kg/m
		$q_d$	= 144 kg/m
$Q_d \text{ ultimate} = 1,2 \times q_d$	:	1,2 × 144	= 172,8 kg/m
Beban Pelat bordes	:		966 kg/m
		$q_u$	= 1138,8 kg/m

##### Analisis Gaya Dalam Balok Bordes

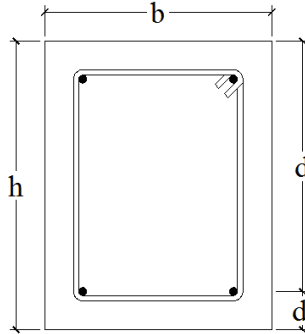
Balok Bordes BA2 terletak bebas pada satu ujung dan terjepit elastis pada ujung yang lainnya.



Gambar 4.25. Sketsa Beban pada Balok Bordes

$$Mu = \frac{1}{10} qu l^2 = \frac{1}{10} \times 1138,8 \times 2,8^2 = 892,8192 \text{ kgm}$$

$$= 8928192 \text{ Nmm}$$



Gambar 4.26. Penampang Balok

$$d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - \left(\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}}\right)$$

$$d = 300 - 30 - 10 - \frac{13}{2} = 253,5 \text{ mm}$$

$$d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + \left(\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}}\right)$$

$$d' = 30 + 10 + \frac{13}{2} = 46,5 \text{ mm}$$

Pada perencanaan awal,  $\emptyset$  diasumsikan 0,9 dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{8928192}{0,9 \times 200 \times 253,5^2} = 0,771 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f'c}{fy} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,771}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,00195$$



$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Syarat} & : & \rho_{\min} = \rho_{\text{perlu}} \\ & & 0,0035 > 0,00195 \end{array}$$

Maka, dipakai  $\rho_{\min} = 0,0035$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 200 \times 253,5 \\ &= 177,45 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13mm ( $A_{D13} = 132,7 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{\text{pakai}}}{A_{D13}} \\ &= \frac{177,45}{132,7} = 1,33 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jadi, tulangan lentur tarik 2D13 ( $A_s = 265,4 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{array}{lcl} \text{Cek} & : & A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pakai} \\ & & 177,45 \text{ mm}^2 < 265,4 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)} \end{array}$$

Kontrol Spasi Tulangan ( $A_s$ ) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S &= \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset \text{sengkang} - n \cdot \emptyset \text{tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm} \\ &= \frac{200 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 2 \times 13}{2 - 1} \\ &= 94 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)} \end{aligned}$$

Kontrol Regangan :

- Tinggi blok tegangan persegi ekivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{265,4 \times 400}{0,85 \times 30 \times 200} = 2,08 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7) = 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,835$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2,08}{0,835} = 2,49 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = \frac{253,5 - 2,49}{2,49} \times 0,003 = 0,302 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 265,4 \times 400 \left( 253,5 - \frac{1}{2} \times 2,08 \right) = 24121038,24 \text{ Nmm} = 2412,1 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 2412,1 \text{ kgm} > M_u = 892,81 \text{ kgm (OK)}$$

Perencanaan Tulangan Lentur pada Tumpuan ( $A_s'$ ):

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar  $\frac{1}{2}$  dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah tulangan, berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.2.

$$A_s' = A_s = 265,4 \text{ mm}^2$$

Jadi, tulangan lentur tekan 2D13 ( $A_s' = 265,4 \text{ mm}^2$ )

Kontrol Spasi Tulangan ( $A_s'$ ) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset \text{sengkang} - n \cdot \emptyset \text{tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{200 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 2 \times 13}{2 - 1} = 94 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)}$$

#### ▪ Penulangan Geser

$$Vu = 0,5 qu l = 0,5 \times 1138,8 \times 2,8 = 1594,32 \text{ kg}$$

$$\emptyset Vc = \emptyset (0,17 \lambda \sqrt{f'c} b d)$$

$$\emptyset Vc = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{30} \times 200 \times 253,5) \times 10^{-1}$$

$$\emptyset Vc = 3540,6 \text{ kg}$$

$$1/2 \emptyset Vc \leq Vu$$

$$1770,3 \text{ kg} \geq 1594,32 \text{ kg}$$

Kekuatan geser balok mencukupi, namun demikian dipasang tulangan geser minimum.

$$Vc_1 = 0,333 \sqrt{f'c} bw d$$

$$Vc_1 = 0,333 \sqrt{30} (200) (253,5) = 9247,2 \text{ kg}$$

$$Vs \leq Vc_1$$

$$0 \leq 9247,2 \text{ kg}$$

Digunakan D-10, dua kaki ( $A_v = 157 \text{ mm}^2$ ) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara:

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{253,5}{2} = 126,75 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{Av fyt}{0,35 bw} = \frac{157 \times 400}{0,35 \times 200} = 897,14 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai  $s = 100 \text{ mm}$  (dipasang sengkang D10-100)

#### 4.3.4.2. Perencanaan Balok Bordes Atas

Balok bordes dirancang dapat menerima beban dinding diatasnya, berat sendiri serta akibat perletakan tangga.

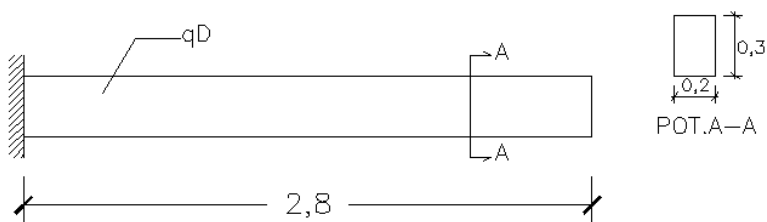
Berat sendiri balok	:	$0,2 \times 0,3 \times 2400$	=	144 kg/m
Berat Dinding	:	$2 \times 250$	=	500 kg/m
		$qd$	=	644 kg/m

$$Qd_{ultimate} = 1,2 \times qd \quad : \quad 1,2 \times 644 \quad = \quad 772,8 \text{ kg/m}$$

$$q_u = 772,8 \text{ kg/m}$$

### Analisis Gaya Dalam Balok Bordes

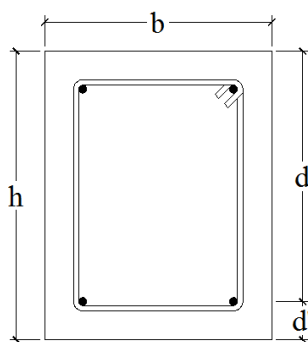
Balok Bordes terletak bebas pada satu ujung dan terjepit elastis pada ujung yang lainnya.



Gambar 4.27. Sketsa Beban pada Balok Bordes

$$Mu = \frac{1}{10} q_u l^2 = \frac{1}{10} \times 772,8 \times 2,8^2 = 605,875 \text{ kgm}$$

$$= 6058750 \text{ Nmm}$$



Gambar 4.28. Penampang Balok

$$d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - \left(\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}}\right)$$

$$d = 300 - 30 - 10 - \frac{13}{2} = 253,5 \text{ mm}$$

$$d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + \left(\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}}\right)$$

$$d' = 30 + 10 + \frac{13}{2} = 46,5 \text{ mm}$$

Pada perencanaan awal,  $\phi$  diasumsikan 0,9 dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{6058750}{0,9 \times 200 \times 253,5^2} = 0,523 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,523}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,00132 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{array}{lll} \text{Syarat} & : & \rho_{\text{min}} = \rho_{\text{perlu}} \\ & & 0,0035 > 0,00132 \end{array}$$

Maka, dipakai  $\rho_{\text{min}} = 0,0035$

- LuasTulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 200 \times 253,5 \\ &= 177,45 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13mm (AD13= 132,7mm<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{\text{pakai}}}{A_{\text{D13}}} \\ &= \frac{177,45}{132,7} = 1,33 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jadi, tulangan lentur tarik 2D13 (As = 265,4 mm<sup>2</sup>)

$$\begin{array}{ll} \text{Cek} & : \text{As perlu} < \text{As pakai} \\ & : 177,45 \text{ mm}^2 < 265,4 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)} \end{array}$$

Kontrol Spasi Tulangan (As) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset \text{sengkan} - n \cdot \emptyset \text{tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm} \\
 &= \frac{200 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 2 \times 13}{2 - 1} \\
 &= 94 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)}
 \end{aligned}$$

Kontrol Regangan :

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{265,4 \times 400}{0,85 \times 30 \times 200} \\
 &= 2,08 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7) \\
 &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,835
 \end{aligned}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2,08}{0,835} = 2,49 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{d - c}{c} 0,003 = \frac{253,5 - 2,49}{2,49} 0,003 \\
 &= 0,302 > 0,005 \rightarrow \text{terkendalitarik}
 \end{aligned}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai  $\emptyset = 0,9$

$$\emptyset M_n = \emptyset \times As \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\emptyset M_n = 0,9 \times 265,4 \times 400 \left( 253,5 - \frac{1}{2} \times 2,08 \right)$$

$$= 24121038,24 \text{ Nmm} = 2412,1 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 2412,1 \text{ kgm} > M_u = 605,8 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

Perencanaan Tulangan Lentur pada Tumpuan ( $A_s'$ ):

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar  $\frac{1}{2}$  dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah tulangan, berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.2.

$$A_s' = A_s = 265,4 \text{ mm}^2$$

Jadi, tulangan lentur tekan 2D13 ( $A_s' = 265,4 \text{ mm}^2$ )

Kontrol Spasi Tulangan ( $A_s'$ ):

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{200 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 2 \times 13}{2 - 1} = 94 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)}$$

#### ▪ Penulangan Geser

$$V_u = 0,5 q_u l = 0,5 \times 772,8 \times 2,8 = 1081,92 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b d)$$

$$\phi V_c = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{30} \times 200 \times 253,5) \times 10^{-1}$$

$$\phi V_c = 3540,6 \text{ kg}$$

$$1/2 \phi V_c \leq V_u$$

$$1770,3 \text{ kg} \geq 1081,92 \text{ kg}$$

Kekuatan geser balok mencukupi, namun demikian dipasang tulangan geser minimum.

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{f'_c} b w d$$

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{30} (200) (253,5) = 9247,2 \text{ kg}$$

$$V_s \leq V_{c1}$$

$$0 \leq 9247,2 \text{ kg}$$

Digunakan D-10, dua kaki ( $A_v=157 \text{ mm}^2$ ) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara:

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{253,5}{2} = 126,75 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{A_v f_{yt}}{0,35 b_w} = \frac{157 \times 400}{0,35 \times 200} = 897,14 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai  $s = 100 \text{ mm}$  (dipasang sengkang D10-100)

### 4.3.5 Perencanaan Balok Lift

#### 4.3.5.1. Data Perencanaan

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Hyundai Elevator dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift	: Passenger Elevator
Kapasitas	: 450 Kg
Kecepatan	: 60m/min

Dimensi sangkar ( car size )

- Car Wide (CW)	: 1460 mm
- Car Depth (CD)	: 1005 mm
- Opening	: 800 mm

Dimensi ruang luncur ( Hoistway )

- Hoistway width (HW)	: 1800 mm
- Hoistway Depth (HD)	: 1430 mm

Beban reaksi ruang mesin

$R_1$	: 3600 kg
$R_2$	: 2000 kg

Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam tabel 5.5.

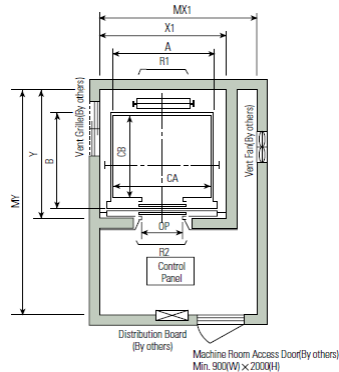


### Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

Speed (m/min)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction(kg)	
	Persons	kg		Internal CA × CB	External A × B	1Car X1	2Cars X2	3Cars X3	Depth Y	1Car MX1	2Cars MX2	3Cars MX3	Depth MY	R1	R2
60	6	450	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000
	8	550	800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250
	9	600	800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450
	10	700	800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700
90	11	750	800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800
	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750
105	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300
	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100
120	17	1150	1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800	7800	6000
	20	1350	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000
			1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000		
	24	1600	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800
				2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200		

Gambar 4.29. Spesifikasi Passenger Elevator



Gambar 4.30. Denah Lift

Perencanaan Dimensi Balok Penumpu Lift

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 195 \text{ cm} = 12,1 \text{ cm} \approx 55 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 55 \text{ cm} = 35 \text{ cm}$$

Dirancang dimensi balok 35/55 cm

#### 4.3.5.2. Pembebanan Lift

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat bandul pemberat + perlangkapan.

2. Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

$\Psi$  = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

$v$  = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.

$k_1$  = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

$k_2$  = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$\begin{aligned} P &= R \times \Psi = (3600 + 2000) \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \\ &= 9968 \text{ kg} \end{aligned}$$

#### 4.3.5.3. Balok Penggantung Lift

##### a. Pembebanan

Beban mati lantai :

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,55 \times 0,35 \times 2400 = 462 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat total (qd)} = 462 \text{ kg/m}$$

$$Q_u = 1,2 q_d = 1,2 (462) = 554,4 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat lift  $P = 9968 \text{ kg}$

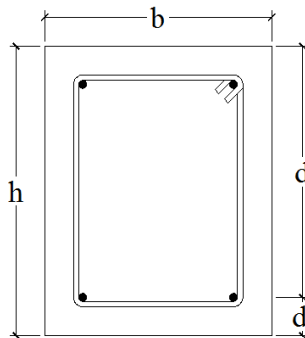
$$V_u = \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P$$

$$= \frac{1}{2} \times 554,4 \times 1,95 + \frac{1}{2} \times 9968 = 5524,54 \text{ kg}$$

$$M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL$$

$$= \frac{1}{8} \times 554,4 \times 1,95^2 + \frac{1}{4} \times 9968 \times 1,95 = 5122,9132 \text{ kgm}$$

$$= 51229132 \text{ Nmm}$$



Gambar 4.31. Penampang Balok

$$d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - \left(\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}}\right)$$

$$d = 550 - 30 - 10 - \frac{16}{2} = 502 \text{ mm}$$

$$d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + \left(\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}}\right)$$

$$d' = 30 + 10 + \frac{16}{2} = 48 \text{ mm}$$

Pada perencanaan awal,  $\emptyset$  diasumsikan 0,9 dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{51229132}{0,9 \times 350 \times 502^2} = 0,645 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,645}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,00163 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Syarat :} & \rho_{\text{min}} & = \rho_{\text{perlu}} \\ & 0,0035 & > 0,00163 \end{array}$$

Maka, dipakai  $\rho_{\text{min}} = 0,0035$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 350 \times 502 \\ &= 614,95 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16mm ( $A_{D16} = 201,06 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s \text{ pakai}}}{A_{D16}} \\ &= \frac{614,95}{201,06} = 3,058 \approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jadi, tulangan lentur tarik 4D16 ( $A_s = 804,24 \text{ mm}^2$ )

Cek :  $A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pakai}$

$$: 614,95 \text{ mm}^2 < 804,24 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

Kontrol Spasi Tulangan ( $A_s$ ) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm.

Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset \text{sengkang} - n \cdot \emptyset \text{tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm} \\
 &= \frac{350 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 4 \times 16}{4 - 1} \\
 &= 68,66 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)}
 \end{aligned}$$

Kontrol Regangan :

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{804,24 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} \\
 &= 36,04 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7) \\
 &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,835
 \end{aligned}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{36,04}{0,835} = 43,16 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{d - c}{c} \times 0,003 = \frac{502 - 43,16}{43,16} \times 0,003 \\
 &= 0,031 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}
 \end{aligned}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai  $\emptyset = 0,9$

$$\emptyset M_n = \emptyset \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\begin{aligned}
 \emptyset M_n &= 0,9 \times 804,24 \times 400 \left( 502 - \frac{1}{2} \times 36,04 \right) \\
 &= 140124987,1 \text{ Nmm} = 14012,4 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\emptyset M_n = 14012,4 \text{ kgm} > M_u = 5122,9 \text{ kgm (OK)}$$

Perencanaan Tulangan Lentur pada Tumpuan ( $A_s'$ ):

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar  $\frac{1}{2}$  dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah tulangan, berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.2.

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 804,24 = 402,12 \text{ mm}^2$$

Jadi, tulangan lentur tekan 2D16 ( $A_s' = 402,12 \text{ mm}^2$ )

Kontrol Spasi Tulangan ( $A_s'$ ) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset \text{sengkang} - n \cdot \emptyset \text{tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{350 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 2 \times 16}{2 - 1} = 119 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)}$$

#### ▪ Penulangan Geser

$$V_u = 5524,54 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_c = \emptyset (0,17 \lambda \sqrt{f'c} b d)$$

$$\emptyset V_c = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{30} \times 350 \times 502) \times 10^{-1}$$

$$\emptyset V_c = 12269,9 \text{ kg}$$

$$1/2 \emptyset V_c \leq V_u$$

$$6134,9 \text{ kg} \geq 5524,54 \text{ kg}$$

Kekuatan geser balok mencukupi, namun demikian dipasang tulangan geser minimum.

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{f'c} b w d$$

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{30} (350)(502) = 32046,2 \text{ kg}$$

$$V_s \leq V_{c1}$$

$$0 \leq 32046,2 \text{ kg}$$

Digunakan D-10, dua kaki ( $A_v = 157 \text{ mm}^2$ ) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara:

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{502}{2} = 251 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{Av f_{yt}}{0,35 b w} = \frac{157 \times 400}{0,35 \times 350} = 512,6 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai  $s = 100 \text{ mm}$  (dipasang sengkang  $\phi 10$ -100)

**b. Kontrol Lendutan**

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

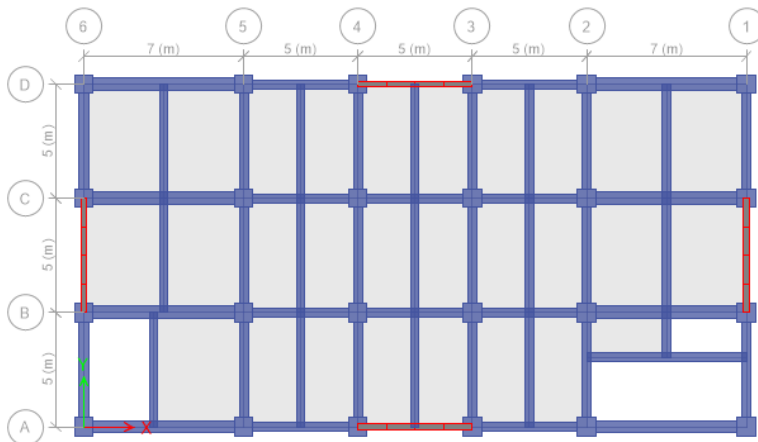
Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{min}$ .

## 4.4 Pemodelan Struktur

### 4.4.1 Umum

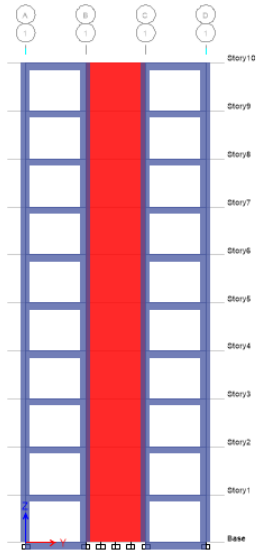
Struktur bangunan Gedung Kantor Graha Atmaja Surabaya memiliki 10 lantai dengan ketinggian total 40 m. Pemodelan struktur gedung menggunakan *software* ETABS 2013 dan persyaratan SNI 1726-2012 (gempa) dan SNI 1727-2013 (beban minimum). Dalam pemodelan ini, elemen struktural yang dimodelkan adalah kolom, dinding geser, balok, dan pelat lantai. Sistem struktur ini dilakukan dengan analisis respon dinamis secara 3D.

Kekakuan unsur-unsur struktur beton bertulang dihitung berdasarkan pengaruh retak beton sesuai dengan ketentuan SNI 03-2847-2013 Pasal 10.10.4.1. Untuk itu, momen inersia penampang unsur struktur dapat ditentukan dengan sebesar momen inersia penampang utuh dikalikan dengan suatu persentase efektifitas penampang. Untuk mutu beton digunakan kekuatan tekan beton, yaitu  $f'_c = 30 \text{ MPa}$ , sedangkan untuk kekuatan tarik baja digunakan  $f_y = 400 \text{ MPa}$ .

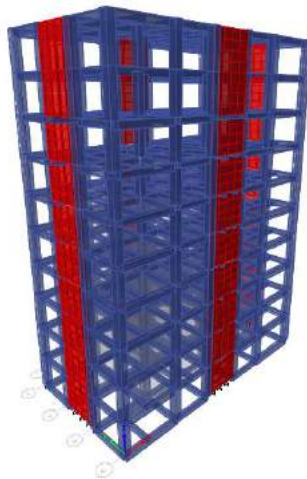


Gambar 4.32. Denah Struktur Gedung





Gambar 4.33. Potongan Struktur Gedung



Gambar 4.34. Model 3D Struktur Gedung

#### 4.4.2 Pembebanan

##### 1. Beban Mati

###### a. Beban Mati Struktural

Beban mati struktural merupakan berat sendiri bangunan yang memiliki fungsi struktural untuk menahan beban. Beban mati struktural yang diperhitungkan adalah beban struktur beton bertulang, yaitu sebesar  $2400 \text{ kg/m}^3$ .

###### b. Beban Mati Tambahan atau D ++ (PPIUG 1983)

Beban mati tambahan merupakan berat elemen nonstruktural yang secara permanen membebani struktur.

###### 1) Beban Mati Tambahan pada Lantai 2 s.d. 10

Keramik	= 24	= 24	$\text{kg/m}^2$
Spesi (t=20mm)	= 2 x 21	= 42	$\text{kg/m}^2$
Plafond + penggantung	= 11+ 7	= 18	$\text{kg/m}^2$
Plumbing + ME	= 40	<u>= 40</u>	$\text{kg/m}^2$ +
D ++lantai	= 124 $\text{kg/m}^2$		

###### 2) Beban Mati Tambahan pada Lantai Atap

Aspal	= 2 x 14	= 28	$\text{kg/m}^2$
Plafond + penggantung	= 11+7	= 18	$\text{kg/m}^2$
Plumbing + ME	= 40	<u>= 40</u>	$\text{kg/m}^2$ +
D ++atap	= 76 $\text{kg/m}^2$		

###### 3) Beban Dinding

Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2$  (PPIUG 1983)

a) Beban dinding lt.1 & lt. 10 =  $250 \times 4 = 1000 \text{ kg/m}^2$

##### 2. Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin, serta peralatan yang bukan

merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup gedung tersebut. Beban hidup yang bekerja pada pelat lantai untuk bangunan kantor adalah  $240 \text{ kg/m}^2$ , sedangkan beban hidup yang bekerja pada lantai atap adalah  $96 \text{ kg/m}^2$ .

### 3. Beban Gempa Rencana

Analisis gempa yang akan dikenakan pada struktur gedung menggunakan analisis spektrum respons. Berdasarkan SNI 1726-2012, spektrum respons gempa rencana desain harus dibuat terlebih dahulu. Dengan data percepatan batuan dasar  $S_s = 1,212$  dan  $S_1 = 0,44$  yang berada di kota Yogyakarta, tahap-tahap yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respons gempa rencana desain dapat dilakukan sebagai berikut.

#### a. Kategori Risiko (I)

Penentuan kategori risiko bangunan disesuaikan dengan fungsi dari bangunan itu sendiri, dalam kasus ini fungsi bangunan adalah Perkantoran sehingga didapatkan kategori risiko seperti yang ditunjukkan pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6. Kategori Risiko

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II

### b. Faktor Keutamaan (Ie)

Faktor keutamaan gempa didapatkan berdasarkan kategori risiko yang telah didapatkan pada langkah 1. Sehingga didapatkan faktor keutamaan gempa seperti pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7. Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1.0
III	1,25
IV	1,50

### c. Jenis Tanah

Berdasarkan hasil tes *boring* yang dilakukan di lapangan, diperoleh nilai N-SPT tanah rata-rata untuk kedalaman 30 meter yaitu  $N = 20,36$  (15-50). Dengan hasil tersebut, berdasarkan pasal 5.3 SNI 1726-2012, maka kategori tanah yang ada di lapangan merupakan TANAH SEDANG (SD).

### d. Koefisien Situs

Berdasarkan pasal 6.2 SNI 1726-2012, koefisien situs ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai  $S_s$  dan  $S_1$  dan kelas situs yang berdasarkan jenis tanah.

$$F_a = 1,0152$$

$$F_v = 1,56$$

Penentuan nilai SMS dan SM1:

$$SMS = F_a \times S_s$$

$$SMS = 1,0152 \times 1,212$$

$$SMS = 1,23$$

$$SM1 = F_v \times S_1$$

$$SM1 = 1,56 \times 0,44$$

$$SM1 = 0,69$$

### e. Parameter Percepatan Spektral Desain

Berdasarkan pasal 6.3 SNI 1726-2012, parameter percepatan spektral desain, yaitu SDS dan SD1 ditentukan berdasarkan rumus di bawah ini.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} (1,23)$$

$$S_{DS} = 0,82$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} (0,69)$$

$$S_{D1} = 0,46$$

Dengan nilai-nilai tersebut, struktur gedung diklasifikasikan sebagai kategori desain seismik kategori D.

### f. Sistem Penahan Gaya Seismik

Untuk kategori desain seismik D, dapat digunakan sistem ganda sebagai sistem strukturnya. sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus (SRPMK) dengan dinding geser beton bertulang khusus pada arah X dan Y. Dan parameter sistem struktur untuk arah X dengan sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa yang ditetapkan-dinding geser beton bertulang khusus adalah:

$$R_0 = 7$$

$$\Omega_0 = 2,5$$

$$C_d = 5,5$$

Dan parameter sistem struktur untuk arah Y dengan sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa yang ditetapkan-dinding geser beton bertulang khusus adalah:

$$R_0 = 7$$

$$\Omega_0 = 2,5$$

$$C_d = 5,5$$

#### g. Spektrum Respons Desain

Penentuan nilai  $T_0$  dan  $T_s$ :

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_0 = 0,2 \frac{0,46}{0,82}$$

$$T_0 = 0,11$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

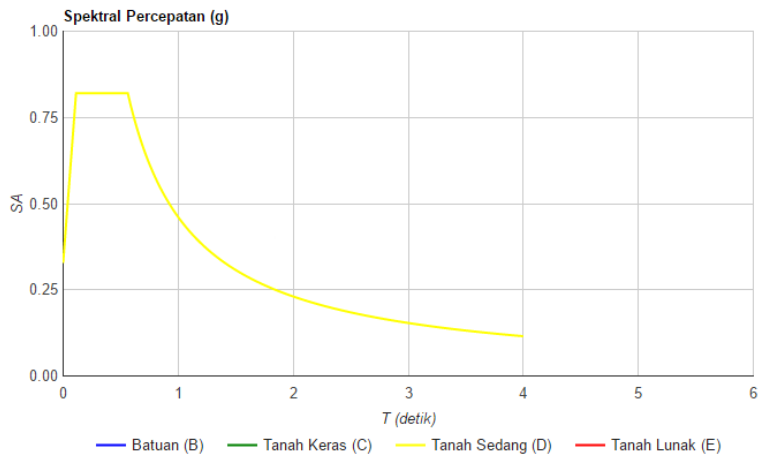
$$T_s = \frac{0,46}{0,82}$$

$$T_s = 0,56$$

Untuk periode yang lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Dengan bantuan *software* Spektra Indo, spektrum gempa rencana sesuai letak gedung tersebut didapatkan sebagai berikut.



Gambar 4.35. Spektrum Respons Gempa Rencana

#### h. Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen

Berikut ini akan dihitung koefisien respons seismik,  $C_s$ , berdasarkan pasal 7.8.1.1 SNI 1726-2012.

1)  $C_s$  maksimum

$$C_{s_{maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_{s_{maksimum}} \text{ arah } X = \frac{0,82}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,117$$

$$C_{s_{maksimum}} \text{ arah } Y = \frac{0,82}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,117$$

2)  $C_s$  hitungan

$$C_{s_{hasil \text{ hitungan}}} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$Cs_{\text{hasil hitungan arah X}} = \frac{0,46}{1.001 \left(\frac{7}{1}\right)} = 0,065$$

$$Cs_{\text{hasil hitungan arah Y}} = \frac{0,46}{1,071 \left(\frac{7}{1}\right)} = 0,061$$

3)  $Cs_{\text{minimum}}$

$$Cs_{\text{minimum}} = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01$$

$$Cs_{\text{minimum arah X}} = (0,044)(0,82)(1) = 0,036$$

$$Cs_{\text{minimum arah Y}} = (0,044)(0,82)(1) = 0,036$$

Untuk arah X didapat nilai  $Cs$  sebagai berikut.

$$Cs_{\text{hitungan arah X}} = 0,065$$

$$Cs_{\text{minimum arah X}} = 0,036$$

$$Cs_{\text{maksimum arah X}} = 0,11$$

Nilai  $Cs$  yang digunakan adalah 0,066 karena  $Cs$  hitungan terletak di antara  $Cs_{\text{minimum}}$  dan  $Cs_{\text{maksimum}}$ .

Untuk arah Y didapat nilai  $Cs$  sebagai berikut.

$$Cs_{\text{hitungan arah Y}} = 0,061$$

$$Cs_{\text{minimum arah Y}} = 0,036$$

$$Cs_{\text{maksimum arah Y}} = 0,117$$

Nilai  $Cs$  yang digunakan adalah 0,061 karena  $Cs$  hitungan terletak di antara  $Cs_{\text{minimum}}$  dan  $Cs_{\text{maksimum}}$ .

#### i. Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental ( $T$ ) yang digunakan memiliki nilai batas maksimum dan batas minimum sesuai pasal 7.8.2.1 SNI 1726-2012, yaitu:

$$Ta_{\text{minimum}} = C_t h_n^x$$

$$Ta_{\text{maksimum}} = C_u Ta_{\text{minimum}}$$



1) Arah X

$$Ta_{\text{minimum}} = 0,0488 (40)^{0,75} = 0,776 \text{ detik}$$

$$Ta_{\text{maksimum}} = 1,4 (0,766) = 1,087 \text{ detik}$$

2) Arah Y

$$Ta_{\text{minimum}} = 0,0488 (40)^{0,75} = 0,776 \text{ detik}$$

$$Ta_{\text{maksimum}} = 1,4 (0,776) = 1,087 \text{ detik}$$

#### j. Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 4.2.2, faktor-faktor dan kombinasi beban ultimit untuk beban mati nominal (D), beban hidup nominal (L), beban angin nominal (W), dan beban gempa nominal (E) adalah:

- a. 1,4D
- b. 1,2D + 1,6L
- c. 1,2D + 1,0W + L
- d. 1,2D + 1,0E + L
- e. 0,9D + 1,0W
- f. 0,9D + 1,0E

#### 4.4.3 Hasil Analisa Struktur

1. Periode Struktur

Periode struktur (T) yang didapat dari analisis 3 dimensi ETABS adalah:

$$T \text{ arah X ETABS} = 1,00 \text{ detik}$$

$$T \text{ arah Y ETABS} = 1,071 \text{ detik}$$

Dilakukan kontrol terhadap  $Ta$  minimum dan  $Ta$  maksimum pada masing-masing arah.

a. Arah X

Periode struktur (T) hasil analisis ETABS berada di dalam interval antara  $Ta$  minimum dan  $Ta$  maksimum. Jadi digunakan T hasil analisis ETABS, yaitu 1,00 detik.

b. Arah Y

Periode struktur (T) hasil analisis ETABS berada di dalam interval antara  $T_a$  minimum dan  $T_a$  maksimum. Jadi digunakan T hasil analisis ETABS, yaitu 1,071 detik.

2. Berat Bangunan

Bagian ini merupakan kontrol berat bangunan yang dihitung secara manual dan dihitung secara komputerisasi oleh ETABS. Hal ini dilakukan untuk menghindari terjadinya kesalahan pemasukan data pada ETABS.

Tabel 4.8. Kontrol Berat Bangunan

<b>Komponen</b>	<b>Manual (Kg)</b>	<b>ETABS (Kg)</b>
Lantai Atap	423,372.00	424,677.60
Lantai 10	728,464.50	712,570.10
Lantai 9	731,964.50	719,070.10
Lantai 8	715,464.50	697,570.10
Lantai 7	715,464.50	697,570.10
Lantai 6	705,964.50	693,070.10
Lantai 5	698,464.50	680,570.20
Lantai 4	698,464.50	680,570.30
Lantai 3	698,464.50	680,570.30
Lantai 2	698,464.50	680,570.30
Lantai 1	339,284.00	339,284.00
<b>Wt</b>	<b>7,153,836.50</b>	<b>7,006,093.20</b>

Dari hasil perhitungan di atas didapat selisih berat bangunan sebesar 2,065%, nilai ini masih berada di bawah batas selisih toleransi berat bangunan, yaitu 5%. Karena dalam perhitungan berat bangunan manual mengabaikan adanya rongga (*void*) pada struktur gedung, maka untuk perhitungan selanjutnya, akan digunakan berat bangunan yang dihitung oleh ETABS.

### 3. Gaya Geser Dasar Nominal Statik Ekuivalen

Beban geser dasar nominal statik ekuivalen adalah:

$$V = C_s W_t$$

Distribusi vertikal gaya gempa ditentukan berdasarkan:

$$F_i = C_{vx} V = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Distribusi horizontal gaya gempa dapat ditentukan berdasarkan:

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i$$

Tabel 4.9. Gaya Geser Dasar Ekuivalen Arah X

Lantai	Tinggi (m)	Berat Lantai (kN)	w * hk (kNm)	Cvx	Fx (kN)	Vx (kN)
Lantai Atap	40	4246.776	6794841.600	0.175	799.616	799.616
Lantai 10	36	7125.701	9234908.496	0.237	1086.763	1886.379
Lantai 9	32	7190.701	7363277.824	0.189	866.510	2752.889
Lantai 8	28	6975.701	5468949.584	0.141	643.585	3396.474
Lantai 7	24	6975.701	4018003.776	0.103	472.838	3869.312
Lantai 6	20	6930.701	2772280.400	0.071	326.242	4195.554
Lantai 5	16	6805.702	1742259.712	0.045	205.029	4400.583
Lantai 4	12	6805.703	980021.232	0.025	115.329	4515.912
Lantai 3	8	6805.703	435564.992	0.011	51.257	4567.169
Lantai 2	4	6805.703	108891.248	0.003	12.814	4579.983
Lantai 1	0	3392.840	0.000	0.000	0.000	4579.983
TOTAL		70060.932	38918998.864	1.000	4579.983	

Tabel 4.10. Gaya Geser Dasar Ekvivalen Arah Y

Lantai	Tinggi (m)	Berat Lantai (kN)	w * hk (kNm)	Cvx	Fx (kN)	Vx (kN)
Lantai Atap	40	4246.776	6794841.600	0.175	746.607	746.607
Lantai 10	36	7125.701	9234908.496	0.237	1014.718	1761.325
Lantai 9	32	7190.701	7363277.824	0.189	809.066	2570.391
Lantai 8	28	6975.701	5468949.584	0.141	600.920	3171.311
Lantai 7	24	6975.701	4018003.776	0.103	441.492	3612.803
Lantai 6	20	6930.701	2772280.400	0.071	304.614	3917.417
Lantai 5	16	6805.702	1742259.712	0.045	191.437	4108.854
Lantai 4	12	6805.703	980021.232	0.025	107.683	4216.538
Lantai 3	8	6805.703	435564.992	0.011	47.859	4264.397
Lantai 2	4	6805.703	108891.248	0.003	11.965	4276.362
Lantai 1	0	3392.840	0.000	0.000	0.000	4276.362
TOTAL		70060.932	38918998.864	1.000	4276.362	

Nilai  $k = 2$  untuk arah x dan  $k = 2$  untuk arah y ditentukan berdasarkan pasal 7.8.3 SNI 1726-2012. Jadi, didapat nilai gaya lateral ekuivalen untuk masing-masing arah adalah:

$$V_x = C_{s_x} W_t = 0,065 \times 70060,932 = 4579,983 \text{ kN}$$

$$V_y = C_{s_y} W_t = 0,061 \times 70060,932 = 4276,362 \text{ kN}$$

Sedangkan, besarnya gaya lateral akibat respons dinamik ( $V_t$ ) yang dihasilkan ETABS adalah:

$$V_{t_x} = 3498,722 \text{ kN}$$

$$V_{t_y} = 3285,732 \text{ kN}$$

Berdasarkan pasal 7.9.4.1 SNI 1726-2012, nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama.

$$V_t \geq 0,85 V$$

Bila respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil 85% dari geser dasar yang dihitung ( $V$ ) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan 0,85 ( $V/V_t$ ). Maka:

$$0,85 V_x = 0,85 \times 4579,983 = 3892,986 \text{ kN}$$

$$0,85 V_y = 0,85 \times 4276,362 = 3634,907 \text{ kN}$$

Kontrol:

$$V_{t_x} = 3498,722 \text{ kN} \geq 0,85 V_x = 3892,986 \text{ kN (No OK)}$$

$$V_{t_y} = 3285,732 \text{ kN} \geq 0,85 V_y = 3634,907 \text{ kN (No OK)}$$

Maka untuk arah X dikalikan faktor skala:

$$Faktor skala = \frac{0,85 V}{V_{ty}} \geq 1$$

$$Faktor skala = \frac{3892,986}{3498,722} \geq 1$$

$$Faktor skala = 1,12$$

Dan untuk arah Y juga dikalikan faktor skala:

$$Faktor skala = \frac{0,85 V}{V_{ty}} \geq 1$$

$$Faktor skala = \frac{3634,907}{3285,732} \geq 1$$

$$Faktor skala = 1,11$$

Maka besarnya gaya lateral akibat respons dinamik ( $V_t$ ) baru yang dihasilkan ETABS adalah:

$$V_{t_x} = 3892,986 \text{ kN}$$

$$V_{t_y} = 3634,907 \text{ kN}$$

#### 4. Kontrol Sistem Ganda

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.2.5.1, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain sehingga tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser dengan distribusi proporsional terhadap kekakuannya. *Frame* yang dianalisis frame arah X dan Y karena memiliki sistem penahan gaya seismik *dual system*, demikian hasilnya:

Tabel 4.11. Kontrol Sistem Ganda

Beban Lateral	FX (kN)		FX (%)	
	SRPM	SW	SRPM	SW
Gempa Arah X	1095.501	2941.851	27.13%	72.87%
Gempa Arah Y	373.7457	1047.004	26.31%	73.69%

Beban Lateral	FY (kN)		FY (%)	
	SRPM	SW	SRPM	SW
Gempa Arah X	313.6697	1011.04	23.68%	76.32%
Gempa Arah Y	988.1667	3078.566	24.30%	75.70%

#### 5. Periode ETABS dan *Modal Participating Mass Ratio*

Berikut ini merupakan tabel untuk periode ETABS dan *Modal Participating Mass Ratio* berdasarkan SNI 1726-2012.

Tabel 4.12. Periode Struktur dan Rasio Partisipasi Massa

Mode	Periode (detik)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	1.070	2.2E-06	0.735	0	2.2E-06	0.735
2	0.998	0.746	2.2E-06	0	0.746	0.736
3	0.760	0.000	0.000	0	0.746	0.736
4	0.297	0.000	0.160	0	0.746	0.895
5	0.284	0.151	0.000	0	0.897	0.895
6	0.207	3.1E-05	2.2E-06	0	0.897	0.895
7	0.148	0.000	0.051	0	0.897	0.946
8	0.145	0.050	0.000	0	0.947	0.946
9	0.103	0.000	3.5E-05	0	0.947	0.946
10	0.097	0.000	0.023	0	0.947	0.969
11	0.095	0.022	0.000	0	0.969	0.969
12	0.072	0.000	0.012	0	0.969	0.981
$\Sigma$		0.969	0.981			

#### 6. Kontrol Simpangan Antarlantai (*Story Drift*)

Berdasarkan SNI 1726-2012, simpangan antarlantai hanya ada saat kondisi kinerja batas ultimit saja. Tabel berikut ini merupakan hasil perhitungan simpangan antarlantai pada arah x dan y berdasarkan SNI 1726-2012 pada kondisi kinerja batas ultimit.

Tabel 4.13. Simpangan Antarlantai Arah X

Lantai	Elevation (m)	Total Drift X (mm)	Perpindahan (mm)	Story Drift (mm)	Story Drift Izin ( $\Delta a$ ) (mm)	Story Drift Izin < $\Delta a$
Lantai Atap	40	26.9	2.1	11.550	80	OK
Lantai 10	36	24.8	2.5	13.750	80	OK
Lantai 9	32	22.3	2.8	15.400	80	OK
Lantai 8	28	19.5	3	16.500	80	OK
Lantai 7	24	16.5	3.2	17.600	80	OK
Lantai 6	20	13.3	3.2	17.600	80	OK
Lantai 5	16	10.1	3.2	17.600	80	OK
Lantai 4	12	6.9	2.9	15.950	80	OK
Lantai 3	8	4	2.5	13.750	80	OK
Lantai 2	4	1.5	1.5	8.250	80	OK
Lantai 1	0	0	0	0.000	0	OK

Tabel 4.14. Simpangan Antarlantai Arah Y

Lantai	Elevation (m)	Total Drift Y (mm)	Perpindahan (mm)	Story Drift (mm)	Story Drift Izin ( $\Delta a$ ) (mm)	Story Drift Izin < $\Delta a$
Lantai Atap	40	31.3	2.6	14.300	80	OK
Lantai 10	36	28.7	3.1	17.050	80	OK
Lantai 9	32	25.6	3.3	18.150	80	OK
Lantai 8	28	22.3	3.6	19.800	80	OK
Lantai 7	24	18.7	3.7	20.350	80	OK
Lantai 6	20	15	3.7	20.350	80	OK
Lantai 5	16	11.3	3.6	19.800	80	OK
Lantai 4	12	7.7	3.3	18.150	80	OK
Lantai 3	8	4.4	2.8	15.400	80	OK
Lantai 2	4	1.6	1.6	8.800	80	OK
Lantai 1	0	0	0	0.000	0	OK

Contoh perhitungan simpangan antarlantai (*story drift*) kinerja batas ultimit pada lantai 10 arah Y:

- Nilai perpindahan elastis (*total drift*) dari ETABS yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan pada lantai 10, yaitu 28,7 mm. Jadi nilai  $\delta_{e10} = 28,7$  mm.
- Nilai perpindahan elastis (*total drift*) dari ETABS yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan pada lantai 9, yaitu 25,6 mm. Jadi nilai  $\delta_{e9} = 25,6$  mm.



- c. Hitung simpangan atau perpindahan antar lantai untuk lantai 10 yaitu dengan persamaan  $(\delta_{e10} - \delta_{e9}) = (28,7 - 25,6) = 3,1$  mm.
- d. Hitung nilai perpindahan antarlantai (*story drift*) yang diperbesar, yaitu:
- $$\frac{(\delta_{e10} - \delta_{e9})Cd}{I_e} = 17,050 \text{ mm}$$
- e. Hitung nilai batas untuk simpangan antarlantai (*story drift*)  $\Delta_a$  yang terdapat pada pasal 7.12.1 SNI 1726-2012, yaitu:
- $$\Delta_a < 0,02 h_{sx}$$
- $$\Delta_a < 0,02 (3600 - 3200)$$
- $$\Delta_a < 80 \text{ mm}$$
- f. Cek nilai simpangan antarlantai pada lantai 10, yaitu:
- $$17,050 \text{ mm} < 80 \text{ mm (OK)}$$

## 7. Pengaruh P- $\Delta$

Pengaruh P- $\Delta$  pada SNI 1726-2012 ditentukan berdasarkan nilai dari koefisien stabilitas ( $\theta$ ). Jika  $\theta < 0,1$ , pengaruh P- $\Delta$  dapat diabaikan. Berikut ini merupakan hasil perhitungan P- $\Delta$  pada masing-masing arah baik x dan y.

Tabel 4.15. Kontrol Pengaruh P- $\Delta$  Arah X

Lantai	Elevasi (mm)	Story Drift (X) (mm)	Gaya Geser Seismik (kN)	Beban Vertikal (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio ( $\theta$ )	Cek
Lantai Atap	40000	11.550	799.616	4246.776	4246.776	0.0003	OK
Lantai 10	36000	13.750	1886.379	7125.701	11372.477	0.0004	OK
Lantai 9	32000	15.400	2752.889	7190.701	18563.178	0.0006	OK
Lantai 8	28000	16.500	3396.474	6975.701	25538.879	0.0008	OK
Lantai 7	24000	17.600	3869.312	6975.701	32514.580	0.0011	OK
Lantai 6	20000	17.600	4195.554	6930.701	39445.281	0.0015	OK
Lantai 5	16000	17.600	4400.583	6805.702	46250.983	0.0021	OK
Lantai 4	12000	15.950	4515.912	6805.703	53056.686	0.0028	OK
Lantai 3	8000	13.750	4567.169	6805.703	59862.389	0.0041	OK
Lantai 2	4000	8.250	4579.983	6805.703	66668.092	0.0055	OK
Lantai 1	0	0.000	4579.983	3392.84	70060.932	-	-

Tabel 4.16. Kontrol Pengaruh P-Δ Arah Y

Lantai	Elevasi (mm)	Story Drift (Y) (mm)	Gaya Geser Seismik (kN)	Beban Vertikal (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ)	Cek
Lantai Atap	40000	14.3	746.607	4246.776	4246.776	0.0004	OK
Lantai 10	36000	17.05	1761.325	7125.701	11372.477	0.0006	OK
Lantai 9	32000	18.15	2570.391	7190.701	18563.178	0.0007	OK
Lantai 8	28000	19.8	3171.311	6975.701	25538.879	0.0010	OK
Lantai 7	24000	20.35	3612.803	6975.701	32514.580	0.0014	OK
Lantai 6	20000	20.35	3917.417	6930.701	39445.281	0.0019	OK
Lantai 5	16000	19.8	4108.854	6805.702	46250.983	0.0025	OK
Lantai 4	12000	18.15	4216.538	6805.703	53056.686	0.0035	OK
Lantai 3	8000	15.4	4264.397	6805.703	59862.389	0.0049	OK
Lantai 2	4000	8.8	4276.362	6805.703	66668.092	0.0062	OK
Lantai 1	0	0	4276.362	3392.840	70060.932	-	-

Contoh perhitungan pengaruh P-Δ pada lantai 10 arah y:

- Digunakan nilai simpangan antarlantai (*story drift*) yang telah didapat pada lantai 10 untuk arah y berdasarkan SNI 1726-2012, Nilai *story drift* untuk lantai 10 arah y adalah  $\Delta_{10} = 16,5$  mm.
- Beban desain vertikal yang bekerja pada lantai 10 ( $P_{10}$ ) adalah penjumlahan antara beban mati dan beban hidup dengan kombinasi 1D + 1L yang bekerja pada lantai Atap, yaitu:  

$$P_{10} = P_{\text{atap}} + 7160,401 = 11416,777 \text{ kN}$$
- Dihitung nilai koefisien stabilitas ( $\theta$ ), yaitu:  

$$\theta = \frac{Px \Delta Ix}{Vx h_{sx} Cd} = \frac{11416,777 (16,50)}{1751,367 (3600)(5,5)} = 0,0005$$
- Cek nilai koefisien stabilitas pada lantai 10, yaitu  $0,0005 < 0,1$  (OK), pengaruh P-Δ dapat diabaikan.

#### 8. Pengaruh Eksentrisitas dan Torsi

Torsi berdasarkan SNI 03-1726-2012 terdiri dari torsi bawaan dan torsi tak terduga. Eksentrisitas dari torsi bawaan dapat dilihat melalui ETABS. Berikut ini merupakan data eksentrisitas dari torsi bawaan yang didapat melalui ETABS untuk arah x dan y.

Tabel 4.17. Data Eksentrisitas Torsi Bawaan

LANTAI	PUSAT MASSA		PUSAT ROTASI		EKSENTRISITAS ( e )	
	Xcm(m)	Ycm(m)	Xcr(m)	Ycr(m)	X(m)	Y(m)
Lantai Atap	14.500	7.500	14.501	7.476	-0.001	0.024
Lantai 10	14.236	8.017	14.501	7.476	-0.265	0.540
Lantai 9	14.146	7.924	14.501	7.478	-0.355	0.446
Lantai 8	14.230	7.933	14.500	7.481	-0.270	0.452
Lantai 7	14.088	8.279	14.500	7.483	-0.412	0.796
Lantai 6	14.153	8.054	14.500	7.486	-0.347	0.568
Lantai 5	14.014	8.094	14.500	7.489	-0.485	0.605
Lantai 4	14.014	8.094	14.500	7.493	-0.485	0.601
Lantai 3	14.014	8.094	14.500	7.496	-0.485	0.598
Lantai 2	14.014	8.094	14.500	7.512	-0.485	0.582

Eksentrisitas dari torsi tak terduga adalah eksentrisitas tambahan sebesar 5% dari dimensi arah tegak lurus panjang bentang struktur bangunan di mana gaya gempa bekerja. Berikut ini merupakan data eksentrisitas tak terduga.

Tabel 4.18. Data Eksentrisitas Torsi Tak Terduga

Lantai	Panjang bentang total sumbu-y (Ly)-(mm)	Panjang bentang total sumbu-x (Lx)-(mm)	0.05 Ly (mm)	0.05 Lx (mm)
Lantai Atap	15000	29000	750	1450
Lantai 10	15000	29000	750	1450
Lantai 9	15000	29000	750	1450
Lantai 8	15000	29000	750	1450
Lantai 7	15000	29000	750	1450
Lantai 6	15000	29000	750	1450
Lantai 5	15000	29000	750	1450
Lantai 4	15000	29000	750	1450
Lantai 3	15000	29000	750	1450
Lantai 2	15000	29000	750	1450

Berdasarkan SNI 03-1726-2013 pasal 7.8.4.2, jika gaya gempa diterapkan secara serentak dalam dua arah ortogonal, perpindahan pusat massa 5% yang diisyaratkan tidak perlu diterapkan dalam kedua arah ortogonal pada saat bersamaan,

tetapi harus diterapkan dalam arah yang menghasilkan pengaruh lebih besar.

Eksentrisitas torsi tak terduga harus dikalikan dengan faktor pembesaran momen torsi tak terduga (A). Faktor pembesaran torsi tak terduga (A) ditentukan dari persamaan berikut ini.

$$Ax = \left( \frac{\delta_{max}}{1,2 \delta_{avg}} \right)^2$$

Penjelasan rumus ini mengacu pada BAB III mengenai eksentrisitas dan torsi.

Nilai-nilai dari  $\delta_{max}$  dan  $\delta_{avg}$  diambil dari kombinasi terbesar. Nilai tersebut dapat dikeluarkan langsung dari output ETABS. Berikut ini merupakan nilai-nilai dari  $\delta_{max}$ ,  $\delta_{avg}$ , dan Ax untuk pembebanan gempa arah x.

Tabel 4.19. Nilai dari  $\delta_{max}$ ,  $\delta_{avg}$ , dan Ax untuk gempa arah x

Lantai	$\delta_{max}$ (mm)	$\delta_{avg}$ (mm)	$1,2 \delta_{avg}$ (mm)	$Ax=(\delta_{max}/1,2 \delta_{avg})^2$	Kontrol Torsi
Lantai Atap	26.9	26.3	31.56	0.726	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 10	24.8	24.3	29.16	0.723	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 9	22.3	21.9	26.28	0.720	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 8	19.5	19.2	23.04	0.716	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 7	16.5	16.2	19.44	0.720	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 6	13.3	13.1	15.72	0.716	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 5	10.1	9.9	11.88	0.723	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 4	6.9	6.8	8.16	0.715	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 3	4	3.9	4.68	0.731	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 2	1.5	1.5	1.80	0.694	Tanpa Ketidakberaturan Torsi

Dilihat pada tabel 6.19 di atas terlihat bahwa  $\delta_{max} < 1,2 \delta_{avg}$  sehingga struktur bangunan tersebut termasuk ke dalam kategori tanpa ketidakberaturan torsi dengan faktor amplifikasi (Ax) yang memiliki nilai kurang dari satu sehingga untuk perhitungan eksentrisitas desain searah sumbu y ( $e_{dy}$ ) menggunakan faktor amplifikasi (Ax) dengan nilai 1.

$$e_{dy} = e_{0y} + (0,05 Ly) Ax = e_{0y} + (0,05 Ly)$$

$$e_{dy} = e_{0y} - (0,05 Ly) Ax = e_{0y} - (0,05 Ly)$$

Sehingga, masukan data eksentrisitas sebesar 0,05 di awal pada ETABS sudah sesuai.

Berikut ini merupakan nilai-nilai dari  $\delta_{max}$ ,  $\delta_{avg}$ , dan Ay untuk pembebanan gempa arah y.

Tabel 4.20. Nilai dari  $\delta_{max}$ ,  $\delta_{avg}$ , dan Ay untuk gempa arah y

Lantai	$\delta_{max}$ (mm)	$\delta_{avg}$ (mm)	$1,2 \delta_{avg}$ (mm)	$Ax=(\delta_{max}/1,2 \delta_{avg})/2$	Kontrol Torsi
Lantai Atap	31.3	29.5	35.40	0.782	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 10	28.6	27	32.40	0.779	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 9	25.6	24.1	28.92	0.784	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 8	22.2	20.9	25.08	0.784	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 7	18.7	17.6	21.12	0.784	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 6	15	14.1	16.92	0.786	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 5	11.3	10.6	12.72	0.789	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 4	7.7	7.2	8.64	0.794	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 3	4.4	4.1	4.92	0.800	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 2	1.6	1.5	1.80	0.790	Tanpa Ketidakberaturan Torsi

Dilihat pada tabel 6.20 di atas terlihat bahwa  $\delta_{max} < 1,2 \delta_{avg}$  sehingga struktur bangunan tersebut termasuk ke dalam kategori tanpa ketidakberaturan torsi dengan faktor amplifikasi (Ay) yang memiliki nilai kurang dari satu sehingga untuk perhitungan eksentrisitas desain searah sumbu x ( $e_{dx}$ ) menggunakan faktor amplifikasi (Ax) dengan nilai 1.

$$e_{dx} = e_{0x} + (0,05 Lx) Ax = e_{0x} + (0,05 Lx)$$

$$e_{dx} = e_{0x} - (0,05 Lx) Ax = e_{0x} - (0,05 Lx)$$

Sehingga, masukan data eksentrisitas sebesar 0,05 di awal pada ETABS sudah sesuai.

## **4.5 Perhitungan Struktur Primer**

### **4.5.1 Desain Struktur Primer**

Struktur utama ini berfungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral yang berupa beban gempa. Komponen struktur utama ini terdiri dari balok, kolom dan dinding geser. Perencanaan struktur primer Gedung Kantor Graha Atmaja Surabaya ini menggunakan Sistem Ganda (Dual Sistem). Berdasarkan SNI 2847-2013 Pendetailan Semua struktur Primer untuk kategori desain gempa D harus memenuhi ketentuan-ketentuan yang ada pada Pasal 21.1.4 - 21.1.7.

### **4.5.2 Desain Balok Primer**

Balok merupakan salah satu komponen rangka pada Sistem Rangka Pemikul Momen sehingga harus direncanakan sebaik mungkin agar tidak terjadi kegagalan struktur dan dapat menjamin keamanan bagi penghuninya. Komponen balok sebagai rangka pemikul momen selain bertugas menerima beban gravitasi mati dan hidup, balok induk ini juga menerima beban akibat gaya gempa yang terjadi.

Untuk penulangan balok didesain tipikal untuk lantai 2 - Atap. Hal ini dilakukan karena kemiripan hasil output gaya dalam. Tujuan pendesainan seperti ini dapat mempermudah dan juga mempercepat pelaksanaan. Perancangan penulangan balok mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21 mengenai ketentuan khusus untuk perencanaan gempa.

Perencanaan penulangan balok induk dapat dilakukan setelah mendapat gaya-gaya dalam yang terjadi pada analisa struktur utama dari hasil analisa menggunakan program bantu ETABS.

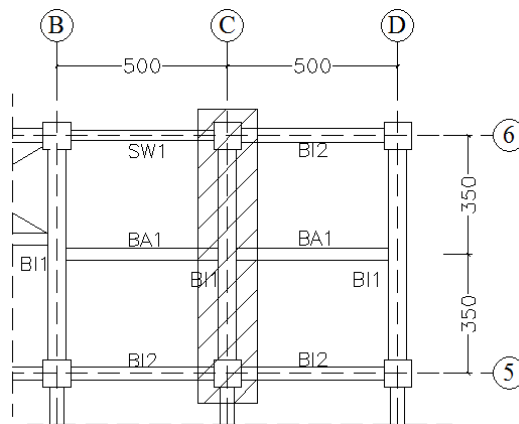
Dalam struktur bangunan ini terdapat dua macam balok induk, yaitu balok 55/70 dan 40/60. Selanjutnya, perhitungan penulangan balok akan disajikan dalam bentuk tabel dan beberapa disajikan pada lampiran.

#### 4.5.2.1. Data Perencanaan

Data-data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan balok primer BI-1 As C Joint 5 - 6 :

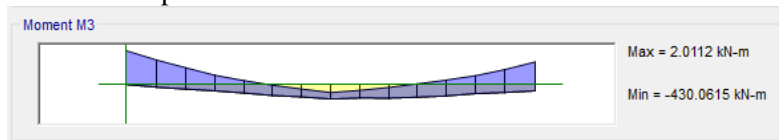
- Dimensi Balok = 550/700 mm
- Bentang Balok = 7000 mm
- Mutu Beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa
- Selimut Beton = 40 mm
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 19 mm
  - Mutu baja( $f_y$ ) = 400 MPa
- Diameter Tul. Senggang ( $\emptyset$ ) = 13 mm
  - Mutu baja( $f_y$ ) = 400 MPa

#### 4.5.2.2. Desain Balok Primer BI-1 As C Joint 5-6

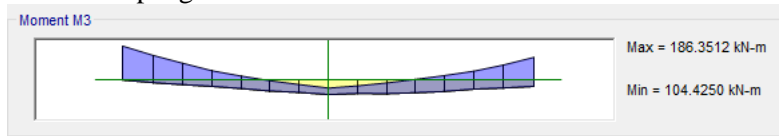


Gambar 4.36. Lokasi Peninjauan Balok BI-1 As C Joint 5-6

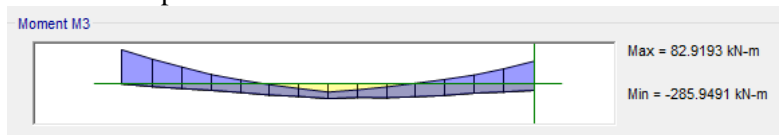
### Momen Tumpuan Kiri



### Momen Lapangan



### Momen Tumpuan Kanan



Gambar 4.37. Momen Balok BI-1 As C Joint 5-6

Dari hasil permodelan *Etabs* didapatkan momen envelope dari beberapa kombinasi pada balok frame **B2 Story 7** yang ditinjau seperti yang ditunjukkan pada tabel 4.21.

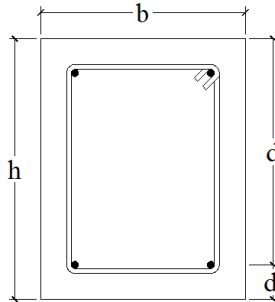
Tabel 4.38. Momen Envelope BI-1

Daerah	Mu (kNm)
Tumpuan Kiri	2.0012
	-430.0615
Lapangan	186.3512
	104.425
Tumpuan Kanan	82.9193
	-285.9491

Periksa persyaratan dimensi penampang untuk komponen lentur bagian SRPMK sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.5.1:



- a.  $l_n \geq 4d$   
 $l_n$  = bentang bersih balok dari muka kolom ke muka kolom  
 Ukuran kolom pendukung balok BI-1 adalah  $800 \times 800 \text{ mm}^2$ .  
 $l_n = 7000 - 800 = 6200 \text{ mm}$



Gambar 4.39. Penampang Balok

Diasumsikan menggunakan 1 lapis tulangan simetris

$$d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - \left(\frac{1}{2} \phi_{\text{lentur}}\right)$$

$$d = 700 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - \left(\frac{1}{2} \times 19 \text{ mm}\right) = 637,5 \text{ mm}$$

$$d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + \left(\frac{1}{2} \phi_{\text{lentur}}\right)$$

$$d' = 40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + \left(\frac{1}{2} \times 19 \text{ mm}\right) = 62,5 \text{ mm}$$

$$4d = 4 \times 637,5 = 2550 \text{ mm}$$

$$l_n = 6200 \text{ mm} \geq 4d = 2550 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

- b.  $b_w \geq 0,3h \text{ atau } 250 \text{ mm}$   
 $b_w = 550 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \text{ (OK)}$   
 $0,3h = 0,3(700) = 210 \text{ mm} < b_w \text{ (OK)}$

Lebar penampang  $b_w$  tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung ditambah jarak pada tiap sisi kolom yang sama atau lebih kecil dari nilai terkecil antara lebar kolom atau  $\frac{3}{4}$  kali tinggi kolom. Ukuran kolom pendukung balok BI-1 adalah  $800 \times 800 \text{ mm}^2$ , maka:

$$b_w = 550 \text{ mm} < 800 + 2\left(\frac{3}{4} \times 800\right) = 2000 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

Perencanaan tulangan lentur pada tumpuan (As):

Untuk mengantisipasi terjadinya gerakan bolak-balik saat dibebani beban lateral, maka untuk tumpuan (-) digunakan Mu tumpuan (-) yang terbesar. Mu tumpuan (-) = - 430,0615 kNm

Pada perencanaan awal, Ø diasumsikan 0,9.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{430,0615 \times 10^6}{0,9 \times 550 \times 637,5^2} = 2,138 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(15,69) \times 2,138}{400}} \right) = 0,0059 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0059$$

Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,0059 \times 550 \times 637,5 = 2068,7 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan  $A_s$  tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \text{ datau } \frac{1,4 b_w d}{f_y}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\min}} &= \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} \times 550 \times 637,5 \\ &= 1200,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{1,4 b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 550 \times 637,5}{400} = 1227,2 \text{ mm}^2$$

Maka,  $A_s$  pakai = 2068,7 mm<sup>2</sup>

Digunakan tulangan D – 19 mm ( $A_{D19} = 283,39 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_{D19}} \\ &= \frac{2068,7}{283,39} = 7,29 \approx 8 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dibutuhkan tulangan lentur tarik 8D19 ( $A_s = 2267,1 \text{ mm}^2$ )

#### Kontrol Regangan:

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2267,1 \times 400}{0,85 \times 30 \times 550} = 64,7 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left( \frac{30 - 28}{7} \right) = 0,835$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{64,7}{0,835} = 77,435 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= 0,003 \times \left( \frac{d - c}{c} \right) = 0,003 \times \left( \frac{637,5 - 76,069}{76,069} \right) \\ &= 0,022 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik} \end{aligned}$$

#### Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 2267,1 \times 400 \times \left( 637,5 - \frac{1}{2} \times 64,7 \right) \\ &= 493896803,4 \text{ Nmm} = 4938,968 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 4938,968 \text{ kgm} > M_u = 4300,61 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

Kontrol Spasi Tulangan (As) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2.decking - 2.Øsengkang - n.Øtul utama}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{550 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 8 \times 19}{8-1} = 41,714 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Perencanaan tulangan lentur pada tumpuan (As'):

Persyaratan lentur berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847:2013:

Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Maka:

$$Mu^+ > \frac{1}{2} Mu^-$$

$$82,913 \text{ kNm} > \frac{1}{2} \times 430,0615 \text{ kNm} = 215,03 \text{ kNm} \text{ (No OK)}$$

Dikarenakan momen  $Mu^+$  kurang dari 50% momen  $Mu^-$

Maka, dipakai  $\frac{1}{2} Mu^- = 215,03 \text{ kNm}$

Contoh perhitungan tulangan lentur pada tumpuan (As') sama dengan perhitungan tulangan lentur pada tumpuan (As)

maka, tulangan lentur tekan dipakai 5D19 (As' = 1416,9 mm<sup>2</sup>)

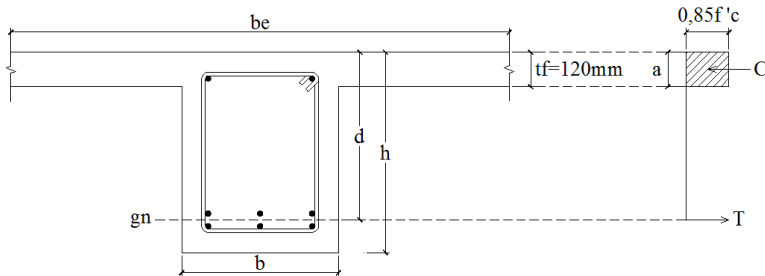
Kontrol Spasi Tulangan (As') :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2.decking - 2.Øsengkang - n.Øtul utama}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{550 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 5 \times 19}{5-1} = 87,25 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

### Penulangan lentur daerah lapangan Kontrol Pengaruh Balok T



Gambar 4.40. Asumsi Balok T

$l_n = 6200 \text{ mm}$  ( bentang bersih balok)

Momen terfaktor yang bekerja pada balok (gambar 7.4):

$M_u \text{ lapangan} = 186,3574 \text{ kNm}$

Lebar efektif balok T,  $b_e$ , yang diambil dari nilai terkecil antara:

a.  $b_w + 2(l_n/2) = 550 + 2(6200/2) = 6750 \text{ mm}$

b.  $b_w + 2(8 \text{ tf}) = 550 + 2 \times (8 \times 120) = 2470 \text{ mm}$

c.  $l/4 = 7000/4 = 1750 \text{ mm}$

Diambil  $b_e = 1750 \text{ mm}$

Diasumsikan tinggi blok tegangan tekan  $a = t_f = 120 \text{ mm}$  dan diasumsikan menggunakan 2 lapis tulangan simetris. Diperoleh:

$d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - \phi_{\text{lentur}} - g_n$

$d = 700 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - 19 \text{ mm} - 27,1 \text{ mm} = 600,9 \text{ mm}$

Maka:

$$\phi Mn = \phi 0,85 \times f'c \times b \times t_f \times \left( d - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 0,85 \times 30 \times 1750 \times 120 \times \left( 600,9 - \frac{120}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 2.606.867.550 \text{ Nmm} = 2606,867 \text{ kNm} > M_u$$

Maka, desain dapat dilakukan seperti penampang balok persegi.

Karena perbandingan  $\phi Mn$  dan  $M_u$  yang cukup jauh, dicoba menggunakan 1 lapis tulangan. Maka:

$d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \phi_{\text{lentur}})$

$$d = 700 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 19 \text{ mm}) = 637,5 \text{ mm}$$

Pada perencanaan awal,  $\phi$  diasumsikan 0,9.

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{186,3512 \times 10^6}{0,9 \times 550 \times 637,5^2} = 1,029 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(15,69) \times 1,029}{400}} \right) = 0,0026 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$$

$$\rho_{\min} = \mathbf{0,0035}$$

#### Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d = 0,0035 \times 550 \times 637,5 = 1227,2 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan  $A_s$  tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \text{ atau } \frac{1,4 b_w d}{f_y}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\min}} &= \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} \times 550 \times 637,5 \\ &= 1200,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{1,4 b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 550 \times 637,5}{400} = 1227,2 \text{ mm}^2$$

Maka,  $A_s$  pakai = 1227,2 mm<sup>2</sup>

Digunakan tulangan D – 19 mm ( $A_{D19} = 283,39 \text{ mm}^2$ )

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_{D19}}$$

$$= \frac{1227,2}{283,39} = 4,33 \approx 5 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur tarik 5D19 ( $A_s = 1416,9 \text{ mm}^2$ )

Kontrol Regangan:

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1416,9 \times 400}{0,85 \times 30 \times 550} = 40,41 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left( \frac{30 - 28}{7} \right) = 0,835$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{40,41}{0,835} = 48,395 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= 0,003 \times \left( \frac{d - c}{c} \right) = 0,003 \times \left( \frac{637,5 - 48,395}{48,395} \right) \\ &= 0,036 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik} \end{aligned}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 1416,9 \times 400 \times \left( 637,5 - \frac{1}{2} \times 40,4 \right) \\ &= 314874853,2 \text{ Nmm} = 3148,748 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 3148,748 \text{ kgm} > M_u = 1863,512 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

Kontrol Spasi Tulangan ( $A_s$ ) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{senggang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{550 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 5 \times 19}{5 - 1} = 87,25 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Perencanaan tulangan lentur pada Lapangan ( $A_s'$ ):

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar  $\frac{1}{2}$  dari kekuatan lentur tarik berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1416,9 = 708,45 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur tekan 3D19 ( $A_s' = 850,17 \text{ mm}^2$ )

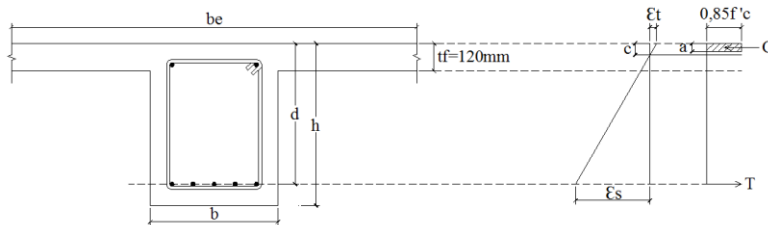
Kontrol Spasi Tulangan ( $A_s'$ ):

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset \text{ sengkang} - n \cdot \emptyset \text{ tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{550 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 3 \times 19}{3 - 1} = 193,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

### Kontrol Balok T



Gambar 4.41. Kontrol Balok T

$$A_s = 1416,9 \text{ mm}^2 \text{ (5D19)}$$

$$be = 1750 \text{ mm}$$

$$d = 637,5 \text{ mm}$$

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times be} = \frac{1416,9 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1750} = 12,70 \text{ mm}$$



- Jarak dari serat tekan terjauh ke garis netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{12,70}{0,85} = 14,94 \text{ mm}$$

$$c = 14,94 \text{ mm} < t_f = 120 \text{ mm} \rightarrow \text{tergolong balok T palsu}$$

Persyaratan lentur berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847:2013:

Baik kekuatan lentur negatif maupun kekuatan lentur positif pada setiap penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari  $\frac{1}{4}$  kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut.

$$\phi Mn^+ \text{ atau } \phi Mn^- > \frac{1}{4} (\phi Mn \text{ terbesar di setiap titik})$$

$$\phi Mn^- = 1914,03 \text{ kgm} > \frac{1}{4} \times 4938,968 = 1234,742 \text{ kgm (OK)}$$

### **Desain Penulangan Geser**

Menurut SNI-2847-2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser rencana ( $V_e$ ) harus ditentukan dari peninjauan gaya static pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum, ( $M_{pr}$ ) harus dianggap bekerja pada muka tumpuan dan komponen tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya.

Nilai Gaya Geser Rencana pada Balok

Jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor.

$$V_{ki} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} + \frac{q_u \times l_n}{2}$$

$$V_{ka} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} - \frac{q_u \times l_n}{2}$$

Nilai  $M_{pr}$  dihitung sebagai berikut:

Untuk tulangan 8D19 di sisi atas:

$$a = \frac{A_s \times 1,25f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2267,1 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 550} = 80,82 \text{ mm}$$

$$Mpr^- = A_s(1,25f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mpr^- = 2267,1 (1,25 \times 400) \left( 637,5 - \frac{80,82}{2} \right)$$

$$Mpr^- = 676.831.369,5 \text{ Nmm} = 676,831 \text{ kNm}$$

Untuk tulangan 5D19 di sisi bawah:

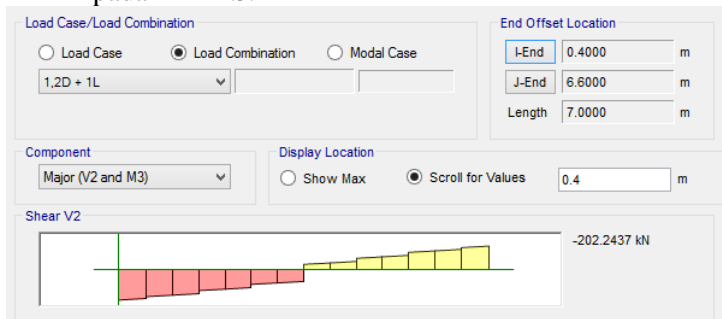
$$a = \frac{A_s \times 1,25f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1416,9 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 550} = 50,51 \text{ mm}$$

$$Mpr^+ = A_s(1,25f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mpr^+ = 1416,9(1,25 \times 400) \left( 637,5 - \frac{50,51}{2} \right)$$

$$Mpr^+ = 433.744.970,3 \text{ Nmm} = 433,744 \text{ kNm}$$

Dengan  $q_u$  merupakan beban akibat kombinasi 1,2D+1L. Sehingga  $q_u \times l_n/2$  dapat diannngap sebagai  $V_u$  akibat kombinasi 1,2D+1L pada ETABS.



Gambar 4.42. Gaya geser tumpuan ultimit

$$V_{ka} = \frac{Mpr^- + Mpr^+}{l_n} + \frac{q_u \times l_n}{2} = \frac{Mpr^- + Mpr^+}{l_n} + V_u$$

$$V_{ka} = \frac{676,831 + 433,744}{6,2} + 202,243 = 381,586 \text{ kN}$$

$$V_{ki} = \frac{Mpr^+ + Mpr^-}{ln} - \frac{qu \times ln}{2} = \frac{Mpr^+ + Mpr^-}{ln} - Vu$$

$$V_{ki} = \frac{676,831 + 433,744}{6,2} - 202,243 = -23,336 \text{ kN}$$

Perencanaan gaya geser pada sendi plastis:

Gaya geser maksimum yang ditimbulkan oleh beban gempa adalah:

$$\frac{Mpr^+ + Mpr^-}{ln} = \frac{676,831 + 433,744}{6,2} = 179,125 \text{ kN}$$

di mana nilai ini lebih besar daripada 50% gaya geser total (mengacu pada gambar 7.6)

$$\frac{1}{2} \times 258,36 = 129,182 \text{ kN}$$

Sehingga  $V_c$  dapat diambil sama dengan nol. Maka:

$$Vu = \emptyset Vs + \emptyset Vc$$

$$Vu = \emptyset Vs + 0$$

$$Vs = \frac{Vu}{\emptyset} = \frac{258,36}{0,75} = 344,4852 \text{ kN}$$

$$Vs < 0,66 \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

$$344,4852 \text{ kN} < 0,66 \sqrt{30} \times 550 \times 637,5 \times 10^{-3}$$

$$344,4852 \text{ kN} < 1267,49 \text{ kN} \text{ (OK, penampang mencukupi)}$$

Jika dipakai sengkang tertutup dengan diameter 13 mm (2 kaki), maka jarak antar sengkang,  $s$ , adalah:

$$s = \frac{As \times fy \times d}{Vs} = \frac{2(132,73) \times 400 \times 637,5}{344,4582 \times 10^3} = 196,51 \text{ mm}$$

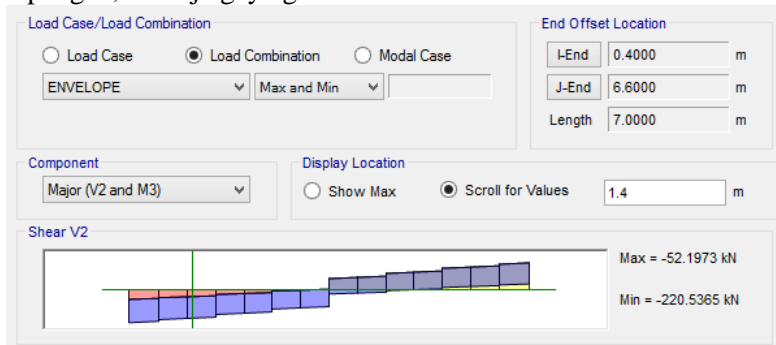
Jarak maksimum sengkang tertutup sepanjang  $2h$  ( $= 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$ ) tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

- $d/4 = 637,5/4 = 159,375 \text{ mm}$
- $6db = 6(19) = 114 \text{ mm}$
- $150 \text{ mm}$

Sehingga dapat dipasang sengkang tertutup 2D13-100 mm hingga sepanjang 1400 mm dari muka tumpuan. Dan sengkang tertutup pertama dipasang sejarak 50 mm dari muka tumpuan.

### **Penulangan Geser Lapangan Balok**

Pada jarak 1400 mm dari muka tumpuan hingga ke bagian lapangan, bekerja gaya geser sebesar:



Gambar 4.43. Gaya geser lapangan ultimit

Pada jarak 1.400 mm dari muka tumpuan hingga ke bagian lapangan, bekerja gaya geser sebesar:

$V_u = 220,536 \text{ kN}$  (gambar 7.10)

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,17(1)(\sqrt{30})(550)(637,5) \times 10^{-3} = 326,476 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{220,536}{0,75} - 326,476 = -32,428 \text{ kN}$$

Maka, CekNilai $V_c$  :

$$a. \quad V_u < \frac{1}{2} \phi V_c$$

$$222,52 \text{ kN} < \frac{1}{2} 0,75 \times 326,476 = 122,428 \text{ kN (Not OK)}$$

$$b. \frac{1}{2} \phi V_c < V_u < \phi V_c$$

$$122,428 \text{ kN} < 222,52 \text{ kN} < 0,75 \times 326,47 = 244,85 \text{ kN (OK)}$$

Maka digunakan tulangan geser minimum (SNI 2847-2013 pasal 11.4.5.3):

$$\begin{aligned} V_s &= 0,33 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,33 \sqrt{30} \times 550 \times 637,5 \\ &= 633,749 \text{ kN} \end{aligned}$$

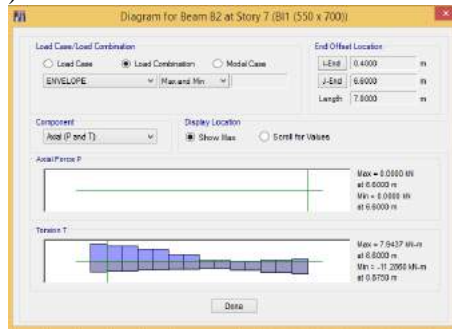
Jika dipakai sengkang tertutup dengan diameter 13 mm (2 kaki), maka jarak antar sengkang,  $s$ , adalah:

$$s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{2(132,73) \times 400 \times 637,5}{633,749 \times 10^3} = 136,56 \text{ mm}$$

Sehingga dapat dipasang sengkang tertutup pada daerah lapangan 2D13-125 mm

### Penulangan Torsi

Pengaruh puntir/torsi dapat diabaikan apabila momen puntir yang terjadi tidak melebihi persamaan dibawah ini (SNI 2847-2013 pasal 11.5.2.2):



Gambar 4.44. Torsi yang terjadi pada BI-1

$$T_u = \frac{\phi \times \sqrt{f'_c}}{3} \times \left( \frac{A_{CP}^2}{P_{CP}} \right)$$

$$= \frac{0,75 \times \sqrt{30 \text{ Mpa}}}{3} \times \left( \frac{(800 \times 800 \text{ mm}^2)^2}{2(800 + 800) \text{ mm}} \right)$$

$$= 175.271.218,4 \text{ Nmm} = 175,271 \text{ kNm}$$

Torsi yang terjadi pada BI-1 sebesar 7,943 kNm.

Kontrol: 7,943 kNm < 175,271 kNm (Torsi diabaikan)

Maka dipakai tulangan torsi minimum 2Ø10

### **Panjang Penyaluran**

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12, panjang penyaluran tulangan diatur sebagai berikut :

#### **Penyaluran Tulangan Tarik**

$$l_b > d_b x \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e}{2,1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) = 19 x \left( \frac{400 x 1,3 x 1}{2,1 x 1 x \sqrt{30}} \right) = 858,9 \text{ mm}$$

$$l_b > 300 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Jadi dipakai panjang penyaluran tulangan tarik sebesar 900 mm.

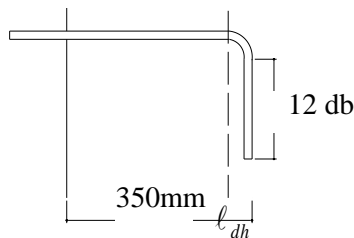
#### **Penyaluran Kait Standar Dalam Kondisi Tarik**

$$l_{dh} > 8d_b = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > d_b x \left( \frac{0,24 f_y \psi_e}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) = 19 x \left( \frac{0,24 x 400 x 1}{1 x \sqrt{30}} \right) = 333,01 \text{ mm}$$

Jadi dipakai panjang  $l_{dh}$  sebesar 350 mm



Gambar 4.44. Gambar Detail Ikatan untuk Penyaluran Kait Standar

### **Kontrol Retak**

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.6.4, spasi tulangan terdekat ke muka tarik ( $s$ ) tidak boleh lebih dari :

$$f_s = 0,66 f_y = 264 \text{ MPa}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c$$

$$= 380 \left( \frac{280}{264} \right) - 2,5 \times 40 = 303,03 \text{ mm}$$

$$s = 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 300 \left( \frac{280}{264} \right) = 318,18 \text{ mm}$$

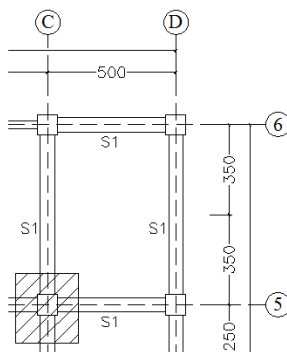
$$s > s_{\text{pakai}} = 100 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Tabel 4.22. Rekapitulasi Penulangan Balok Induk

Tipe	Lantai	Daerah	Tul. (-)	Tul. (+)	Tul. Geser	Tul. Torsi
BI1	1 s/d Atap	Tumpuan	8D19	5D19	2D13-100	2ø10
		Lapangan	5D19	3D19	2D13-125	2ø10
BI2	1 s/d Atap	Tumpuan	6D19	4D19	2D13-125	2ø10
		Lapangan	4D19	2D19	2D13-150	2ø10

### **4.5.3 Desain Kolom**

Kolom merupakan struktur utama yang memikul beban-beban yang diterima struktur sekunder dan balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Dalam contoh perhitungan kolom berikut ini akan direncanakan kolom dengan dimensi 800/800 mm yang terletak di lantai dasar.



Gambar 4.45. Gambar Letak Kolom 800/800 mm

#### 4.5.3.1. Data Perencanaan

Data-data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan kolom KI -1 As 5-C Lt.1 & Lt.2 adalah sebagai berikut :

Dimensi Kolom	: 800/800 mm
Tinggi Kolom	: 4 m
Mutu Beton ( $f'_c$ )	: 30MPa
Selimit beton	: 40 mm
Diameter Tul. Utama	: 22 mm
KuatTarik ( $f_y$ )	: 400 MPa
Diameter Tul. Sengkang	: 12 mm
KuatTarik ( $f_y$ )	: 240 MPa

Dari hasil permodelan *Etabs* didapatkan momen envelope dari beberapa kombinasi pada kolom yang ditinjau adalah sebagai berikut :

Tabel 4.23 Momen Envelope Kolom

NO	LOKASI	KOMBINASI	Gaya Dalam		
			P (kN)	M 2-2 (kNm)	M 3-3 (kNm)
1	Kolom Bawah	ENVELOPE	4818.5498	203.9577	238.7832
2	Kolom Atas	ENVELOPE	4262.7264	128.3289	219.6478

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.1, syarat dimensi kolom harus dipenuhi bila :



- Menerima beban aksial terfaktor lebih besar dari  $Agx f'_c / 10$

$$P_u > \frac{Agx f'_c}{10}$$

$$P_u > \frac{640000 \times 30}{10}$$

$$P_u > 1920000 \text{ N} \rightarrow \text{OK}$$

- Ukuran penampang terkecil harus lebih besar dari 300 mm.

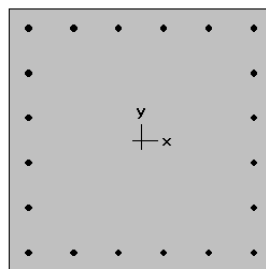
$$800 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

- Rasio  $b/h$  harus lebih besar dari 0,4.

$$\frac{b}{h} = \frac{800}{800} = 1 > 0,4 \rightarrow \text{OK}$$

#### 4.5.3.2. Penulangan Lentur

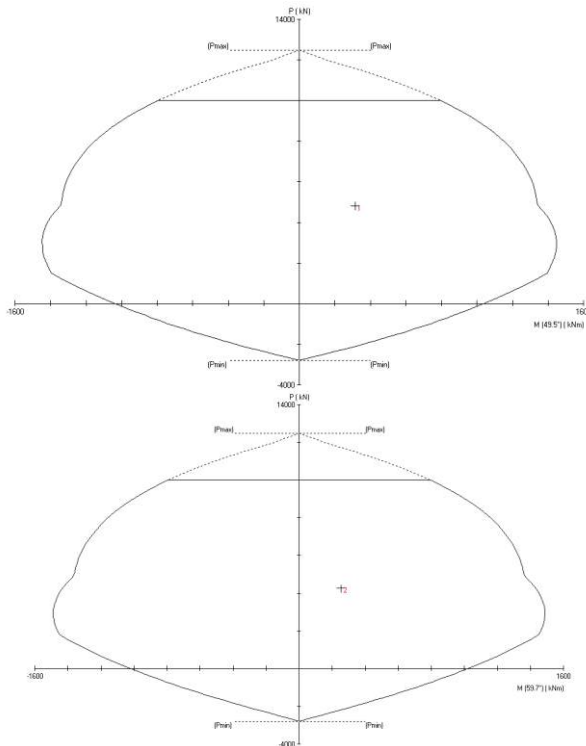
Untuk desain penulangan lentur kolom akan digunakan program bantu *SpColumn*, dengan memasukkan gaya dalam berfaktor dan direncanakan diameter dan jumlah tulangan yang akan digunakan. Dari *trial and error* dengan *SpColumn* didapatkan konfigurasi tulangan 20D22, seperti yang ditunjukkan pada gambar.



800 x 800 mm  
1.21% reinf.

Gambar 4.46. Penampang Kolom As

Hasil output dari program *SpColumn* berupa diagram interaksi seperti yang ditunjukkan pada gambar 4.56.



Gambar 4.47. P-M Diagram Interaksi Kolom As

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3.1, batasan rasio tulangan komponen tekan diijinkan antara 1% - 6%. Dari diagram interaksi diperoleh rasio luas tulangan lentur 20D22 sebesar 1,21% ( $A_{st} = 7602,654 \text{ mm}^2$ ). Penampang juga telah mampu memikul kombinasi beban pada kedua sumbunya dengan koordinat seperti yang diperlihatkan pada gambar 4.56.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.3.6.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisis struktur.

$$\begin{aligned}
 \phi Pn_{maks} &= 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}] \\
 &= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 30 \times (640000 - 7602,654) + 400 \times 7602,654] \\
 &= 9.966.940,84 \text{ N} \\
 \phi Pn_{maks} &> Pu \\
 9966940,84 \text{ N} &> Pu \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

#### 4.5.3.3. Kontrol Strong Column Weak Beam

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.2, kekuatan lentur kolom harus memenuhi persyaratan :

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

Nilai  $M_{nc}$  didapat dari diagram interaksi yang nilainya sebagai berikut :

$$M_{nc_{atas}} = 722,94 \text{ kNm}$$

$$M_{nc_{bawah}} = 874,97 \text{ kNm}$$

Nilai  $M_{nb}$  diambil dari momen kapasitas balok yang menyatu dengan kolom yang ditinjau sebesar :

$$M_{nb}^- = 512,006 \text{ kNm}$$

$$M_{nb}^+ = 314,872 \text{ kNm}$$

Sehingga persyaratan strong column weak beam dapat dibuktikan sebagai berikut :

$$\Sigma M_{nc}/0,65 \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

$$(722,94 + 874,97)/0,65 \geq 1,2 (512,006 + 314,872)$$

$$2458,32 \text{ kNm} \geq 992,253 \text{ kNm} \rightarrow \text{OK}$$

#### 4.5.3.4. Penulangan Geser

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.5.1, gaya geser rencana ( $V_e$ ) harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka joint.

Dari hasil program *SpColumn* didapatkan momen nominal kolom. Seperti yang ditunjukkan pada gambar.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:											
No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu NA	depth mm	Dt mm	depth mm	eps_t	Phi
1	4818.55	203.96	238.78	874.97	1024.38	4.290	628	1055	0.00204	0.653	
2	4262.73	128.33	219.65	722.94	1237.38	5.633	566	1034	0.00248	0.690	

Gambar 4.48. Gambar Momen Nominal Kolom

Karena dimensi dan penulangan kolom atas dan bawah sama maka gaya geser di ujung kolom akibat momen lentur adalah :

$$V_e = \frac{M_n}{h_n} = \frac{1597,94}{3,3} = 476,73 \text{ kN}$$

Gaya geser yang bekerja di sepanjang kolom ( $V_u$ ) ditentukan dari  $M_{pr+}$  dan  $M_{pr-}$  balok yang menyatu dengan kolom tersebut. Pada perhitungan sebelumnya didapatkan :

$$M_{pr_1} = 676,831 \text{ kNm}$$

$$M_{pr_2} = 433,744 \text{ kNm}$$

$$V_u = \frac{M_{pr_1} + M_{pr_2}}{h_n} = \frac{676,831 + 433,744}{3,3} = 336,537 \text{ kN}$$

$$V_u < V_e$$

$$336,537 \text{ kN} < 467,66 \text{ kN}$$

Maka digunakan nilai  $V_e$  sebesar 467,66kN sebagai gaya geser rencana.

#### Daerah Sendi Plastis (Tumpuan)

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.5.2, tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap  $V_c = 0$ , apabila :

$$P_u < \frac{A_g x f'_c}{10}$$

$$4818549 \text{ N} > 1920000 \text{ N} \rightarrow V_c \text{ dihitung}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2, kuat geser beton yang terbebani tekan aksial ditentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \sqrt{f'c} b x d \\
 &= 0,17 \left( 1 + \frac{4818549}{14 \times 640000} \right) \sqrt{30} \times 800 \times 737 \\
 &= 844,23 \text{ kN} \\
 V_s &= \frac{V_e}{0,75} - V_c = \frac{467,66}{0,75} - 844,23 = -220,68 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka, Digunakan  $V_s$  min

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ min} &= 0,33 \sqrt{f'c} b x d \\
 &= 0,33 \sqrt{30} \times 800 \times 737 = 1075380,9 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan sengkang 4 kaki, maka :

$$\begin{aligned}
 A_v &= 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 452,16 \text{ mm}^2 \\
 s &= \frac{A_v x f_y x d}{V_s} = \frac{452,16 \times 400 \times 737}{1075380,9} = 123,95 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.3, spasi sengkang sepanjang panjang  $l_o$  tidak boleh melebihi nilai yang terkecil dari berikut :

$$\begin{aligned}
 s &< b/4 = 800/4 = 200 \text{ mm} \\
 s &< 6db = 6 \times 22 = 132 \text{ mm} \\
 100 \text{ mm} &< s < 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sementara untuk sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari  $s/2 = 75 \text{ mm}$  dari muka komponen struktur penumpu.

Sehinggadipasang sengkang Ø12 – 125 mm sepanjang  $l_o$  dari muka kolom, tulangan geser pertama dipasang 75 mm dari muka kolom.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.1, panjang  $l_o$  atau daerah sendi plastis yang diukur dari muka joint tidak boleh kurang dari yang terbesar dari berikut :

$$\begin{aligned}
 l_o &> \text{dimensi penampang leleh} = 830 \text{ mm} \\
 l_o &> l_n/6 = 3300/6 = 550 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$l_o > 450 \text{ mm}$

Maka digunakan panjang  $l_o = 830 \text{ mm}$

#### Daerah Di Luar Sendi Plastis (Lapangan)

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 7.10.5.2 dan Pasal 11.4.5.1, spasi sengkang pada daerah lapangan tidak boleh melebihi :

$$s < 16db = 16 \times 22 = 352 \text{ mm}$$

$$s < 48ds = 576 \text{ mm}$$

$$s < \text{dimensi penampang minimum} = 830 \text{ mm}$$

$$s < d/2 = 363,5$$

Sehingga dipasang sengkang Ø12 – 200mm pada daerah lapangan.

#### **4.5.3.5. Panjang Lewatan**

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12.2.3, panjang lewatan tulangan dari kolom ditentukan sebagai berikut :

$$l_d = \left[ \left( \frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \right) \times \left( \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{Cb + K_{tr}} \right) \right] db$$

Parameter diatas didefinisikan berdasarkan Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12.2.4

$$\psi_t = 1 \text{ (situasilainnya)}$$

$$\psi_e = 1 \text{ (tulangantanpapelapis)}$$

$$\psi_s = 1 \text{ (tulangan D-22)}$$

$$\lambda = 1 \text{ (Beton Normal) } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$db = 22 \text{ mm}$$

$$Cb = 2,5$$

$$ld = \left[ \left( \frac{400}{1,1 \times 1 \times \sqrt{30}} \right) \times \left( \frac{1 \times 1 \times 1}{2,5 / 30} \right) \right]$$

$$= 796,68 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12.15, sambungan lewatan yang ditinjau termasuk kelas B, sehingga panjang lewatan kolom perlu dikalikan faktor 1,3.

$$1,3 \text{ } ld = 1,3 \times 796,68 = 1035,6 \text{ mm}$$

Jadi, dipakai panjang lewatan diambil sebesar 1050 mm.

#### 4.5.3.6. Penulangan Hubungan Balok Kolom

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.7.3.2, pada HBK dimana balok-balok dengan lebar setidaknya sebesar  $\frac{3}{4}$  lebar kolom merangka pada keempat sisinya, jumlah tulangan transversal yang ditetapkan dalam Pasal 21.6..4.4 diizinkan untuk direduksi setengahnya, dan spasi yang disyaratkan dalam Pasal 21.6.4.3 diizinkan untuk ditingkatkan sampai 150 mm.

Dalam desain HBK ini balok yang ditinjau memiliki lebar 350 mm dan 550 mm.

$$350 \text{ mm} < \frac{3}{4} \times 800 = 600 \text{ mm}$$

$$550 \text{ mm} < \frac{3}{4} \times 800 = 600 \text{ mm}$$

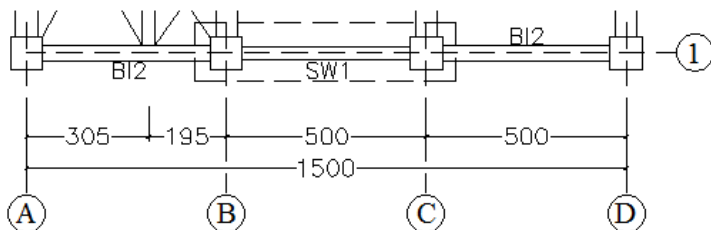
Maka berdasarkan hasil perhitungan sebelumnya, tulangan transversal 4D12 ( $A_{sh} = 452,38 \text{ mm}^2$ ) dapat digunakan pada HBK ini.

#### 4.5.4 Desain Dinding Geser

Struktur Gedung Kantor Graha Atmaja Surabaya yang didesain dengan kategori seismik D dengan konfigurasi struktur didesain dengan system ganda dimana dinding geser harus mampu memikul 75% beban lateral.

Dinding geser yang terdapat pada strukur ini merupakan struktur dinding geser khusus dengan denah dinding diperlihatkan pada Gambar 4.58 Secara keseluruhan terdapat empat tipe

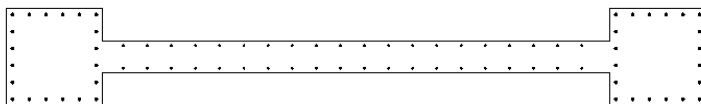
dinding geser, oleh karena itu akan dianalisis satu tipe dinding geser tersebut berdasarkan gaya dalam yang paling menentukan diantara masing-masing dinding geser tersebut.



Gambar 4.49. Denah Lokasi Shearwall 2 pada As 1 Joint B-C

#### 4.5.4.1. Data – Data Desain :

Tinggi Dinding, ( $h_w$ )	= 4000mm
Tebal Dinding, ( $h$ )	= 260mm
Selimut Beton	= 30 mm
Panjang Dinding arah y, ( $l_{wy}$ )	= 5000mm
Mutu Beton, ( $f'_c$ )	= 30MPa
Mutu Baja, ( $f_y$ )	= 400 MPa
Ø tulangan longitudinal	= D 16 mm
Ø tulangan transversal	= D 13 mm



Gambar 4.50. Penampang Dinding Geser

#### 4.5.4.2. Desain Dinding Geser Khusus

Gaya dalam tersebut didapatkan dari program bantu *Etabs* akibat kombinasi ENVELOPE.



$$\begin{aligned}
 P_u &= 4349,51 \text{ kN} \\
 V_{ux} &= 940,794 \text{ kN} \\
 M_{ux} &= 5275,04 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Desain dinding geser mengacu pada SNI 2847-2013 Pasal 21.9, yang memiliki persyaratan sebagai berikut:

Pesyaratan tulangan minimum  $V_u > 0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$

$$A_{cv} = 250 \times 5000 = 1.250.000 \text{ mm}^2$$

$$0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c} = 0,083(1.250.000)(1)(\sqrt{30})$$

$$0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c} = 568262,15 \text{ N} = 568,262 \text{ kN}$$

$$V_u = 940,794 \text{ kN} > 0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c} = 568,262 \text{ kN}$$

Maka, rasio tulangan vertikal dan horizontal,  $\rho_l$  dan  $\rho_t > 0,0025$ .

#### 4.5.4.3. Perhitungan Tulangan Horizontal dan Vertikal Dinding Geser

Rasio tulangan minimum adalah 0,0025 sehingga dibutuhkan luas tulangan per m' dinding sebesar:

$$0,0025 A_{cv} = 0,0025(250 \times 1000) = 625 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Jika dipasang tulangan D16 dalam satu lapis:

$A_s = 201,06 \text{ mm}^2$ , maka jarak antar tulangan menjadi:

$$s = \frac{201,06 \text{ mm}^2}{625 \text{ mm}^2/\text{m}'} = 0,321 \text{ m} = 321 \text{ mm} < 450 \text{ mm}$$

Dicoba menggunakan D16-200 dalam satu lapis untuk arah vertikal dan horizontal.

Periksa kuat geser dari dinding berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.4.1. Maka:

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{\text{tinggi total dinding}}{\text{panjang dinding}} = \frac{40 \text{ m}}{5 \text{ m}} = 8 > 2$$

Karena  $h_w/l_w > 2$ , sehingga  $\alpha_c = 0,17$

Pada dinding terdapat tulangan horizontal dan vertical dengan konfigurasi D16-200 Rasio tulangan terpasang adalah:

$$\rho_t = \frac{201,06}{s \times h} = \frac{201,06}{200 \times 250} = 0,00402 > 0,0025 \text{ (OK)}$$

Kuat geser nominal:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

$$V_n = 1.250.000(0,17 \times 1 \times \sqrt{30} + (0,00402 \times 400)) \times 10^{-3}$$

$$V_n = 3173,91 \text{ kN}$$

Kuat geser perlu:

$$\phi V_n = 0,75(3173,91 \text{ kN}) = 2380,432 \text{ kN} > V_u = 940,794 \text{ kN}$$

Kuat geser nominal maksimum:

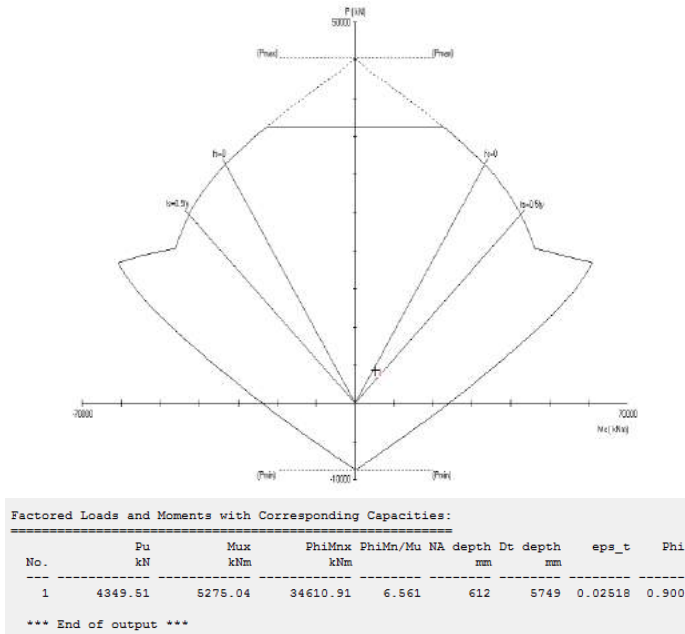
$$A_{cw} = 5 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} = 1,25 \text{ m}$$

$$0,83A_{cw}\sqrt{f'_c} = 0,83 \times 1,25\sqrt{30} \times 10^3 = 5682,62 \text{ kN}$$

Kuat geser nominal masih di bawah batas atas kuat geser nominal maksimum. Oleh karena itu, konfigurasi tulangan D16-200mm dapat digunakan sebagai tulangan vertikal.

#### 4.5.4.4. Perencanaan Dinding terhadap Kombinasi Gaya Aksial dan Lentur

Kuat tekan dan lentur dinding struktural diperoleh dengan membuat diagram interaksi dari dinding tersebut. Dari proses *trial and error*, diperoleh jumlah tulangan longitudinal tambahan yang harus dipasang pada masing-masing ujung penampang dinding (komponen batas), yaitu 20D22 dengan  $\rho = 1,21\%$  Diagram interaksi aksial tekan vs lentur yang dihasilkan dapat dilihat pada Gambar 4.60.



Gambar 4.51. Diagram interaksi dinding geser

#### 4.5.4.5. Penentuan kebutuhan terhadap komponen batas khusus(*special boundary element*)

Berdasarkan pendekatan tegangan, komponen batas diperlukan apabila tegangan tekan maksimum akibat kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada penampang dinding geser melebihi  $0,2 f'c$  (Pasal 21.9.6.3). Jadi, komponen batas khusus diperlukan jika:

$$\frac{Pu}{Ag} + \left( \frac{Mu}{I} \times \frac{l_w}{2} \right) > 0,2 f'c$$

$$Ag = 250 \times 5000 = 1.250.000 \text{ mm}^2$$

$$I_g = \frac{1}{12} \times 250 \times 5000^3 = 2,604 \times 10^{12}$$

$$l_{w'} = 5.000 - 800 = 4.200 \text{ mm}$$

$$\frac{4349,51}{1.250.000} + \left( \frac{5275,04 \times 10^6}{2,064 \times 10^{12}} \times \frac{4.200}{2} \right) > 0,2 f'c$$

$$5,37 \text{ MPa} > 0,2 f'c (= 6 \text{ MPa})$$

Jadi, Komponen batas tidak diperlukan karena :

$$5,37 \text{ MPa} < 0,2 f'c (= 6 \text{ MPa})$$

Tetapi tetap di butuhkan komponen batas khusus di karenakan di pemodelan, digunakan komponen batas khusus untuk mengurangi periode.

Menentukan tulangan longitudinal dan transversal di daerah komponen batas khusus:

Sesuai hitungan sebelumnya, dipasang 20D22 di daerah komponen batas khusus dengan rasio tulangan longitudinal yang dihasilkan 0,0121. Berdasarkan UBC (1997), rasio tulangan longitudinal minimum pada daerah komponen batas khusus ditetapkan tidak kurang dari 0,005. Jadi, tulangan longitudinal terpasang sudah memenuhi syarat minimum.

Tulangan *confinement* pada komponen batas khusus:

Digunakan sengkang berbentuk persegi dengan diameter tulangan D13. Karakteristik inti penampang:

$b_c$  = dimensi inti, diukur dari sumbu ke sumbu sengkang

$$b_c = 800 \text{ mm} - \left( 2 \times 40 \text{ mm} + \frac{2 \times 12 \text{ mm}}{2} \right) = 708 \text{ mm}$$

Spasi maksimum sengkang ditentukan oleh yang terkecil di antara:

- $\frac{1}{4}$  panjang sisi terpendek =  $\frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ mm}$
- $6 \times$  diameter tul longitudinal =  $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- atau

$$s_x \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

$$s_x \leq 100 + \frac{350 - \left(\frac{2}{3}b_c\right)}{3} = 100 + \frac{350 - 472}{3} = 59,3 \text{ mm}$$

Namun  $s_x$  tidak perlu lebih kecil dari 100 mm

Jadi, untuk tulangan sengkang digunakan tulangan diameter D13 dengan spasi 100 mm.

Dengan menggunakan D13 spasi 100 mm, *confinement* yang dibutuhkan:

$$A_{sh} = \frac{0,09 s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 \times 100 \times 708 \times 30}{400} = 477,9 \text{ mm}^2$$

Untuk menghasilkan luasan  $\geq 477,9 \text{ mm}^2$ , diperlukan sengkang 4 kaki berdiameter D13 ( $A_{sh} = 530 \text{ mm}^2$ ).

Tulangan *confinement* pada badan penampang dinding geser

Sebagai *trial* awal digunakan D13. Spasi maksimum yang diizinkan untuk D13 adalah

- $\frac{1}{4}$  panjang sisi terpendek =  $\frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ mm}$
- $6 \times$  diameter tul longitudinal =  $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- atau

$$s_x \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

$$s_x \leq 100 + \frac{350 - \left(\frac{2}{3}b_c\right)}{3} = 100 + \frac{350 - 472}{3} = 59,3 \text{ mm}$$

Namun  $s_x$  tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Diambil spasi 100 mm.

Untuk tulangan *confinement* pada arah sejajar dinding , digunakan D13 dengan spasi 100 mm.

$$b_c = 250 \text{ mm} - (2 \times 30 \text{ mm}) - 13 \text{ mm} = 177 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 \times 100 \times 177 \times 30}{400} = 119,4 \text{ mm}^2$$

Dapat digunakan sengkang 2 kaki diameter D13 ( $A_{sh} = 265,4 \text{ mm}^2 > 119,4 \text{ mm}^2$ ). Jadi dipasang 2D13 – 100 mm.

## 4.6 Perhitungan Struktur Pondasi

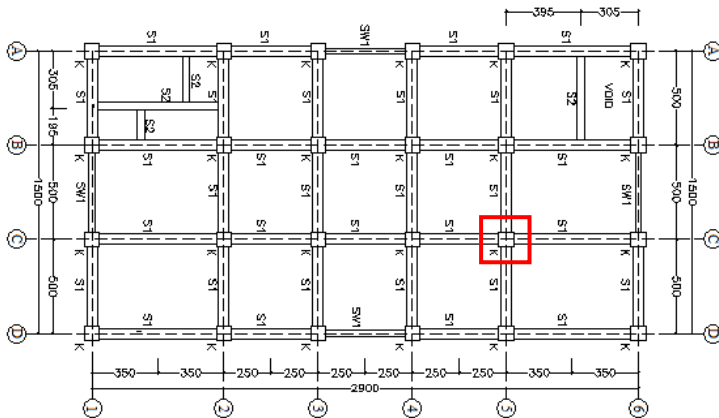
### 4.6.1 Desain Tiang Pancang

Pondasi merupakan bangunan struktur bawah yang berfungsi sebagai perantara dalam meneruskan beban bagian atas dan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung di bawahnya.

Perencanaan bangunan bawah atau pondasi suatu struktur bangunan harus mempertimbangkan beberapa hal diantaranya jenis, kondisi dan struktur tanah. Hal ini terkait dengan kemampuan atau daya dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Perencanaan yang baik menghasilkan pondasi yang tidak hanya aman, namun juga efisien, ekonomis dan memungkinkan pelaksanaannya.

### 4.6.2 Desain Tiang Pancang Kolom

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada kolom AS C-5 :



Gambar 4.52. Letak pondasi kolom yang ditinjau

#### 4.6.2.1. Data Perencanaan

Data-data dalam perencanaan pondasi adalah :

- Diameter tiang pancang,  $D = 50 \text{ cm}$
- Keliling tiang pancang ( $A_s$ )  $= \pi \times d \times 23,60 = 37,54 \text{ m}$
- Luas tiang pancang ( $A_p$ )  $= 1/4 \times \pi \times d^2$   
 $= 1/4 \times \pi \times 50^2 = 1963,49 \text{ cm}^2$

Digunakan tiang pancang produksi Jaya Beton Karya Mandiri kelas A5335. Dengan tekanan ijin sebesar 178 Ton.

#### 4.6.2.2. Daya Dukung Ijin Satu Tiang

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan MEYERHOF (1956). Dari data SPT dengan kedalaman 21,25 m sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 4.24.

Tabel 4.24. Data  $N_{SPT}$ 

N-SPT	Depth (m)
0	0
50	1.25
30	3.25
16	5.25
15	7.25
11	9.25
7	11.25
11	13.25
18	15.25
24	17.25
31	19.25
50	21.25
50	23.25
50	25.25
50	27.25
50	29.25
50	30

Berdasarkan Tabel 4.24 didapatkan nilai N-SPT didasar tiang, ( $N_p$ ) pada kedalaman 21,25 m dan nilai rata-rata N sepanjang tiang ( $N_{av}$ ) sebagaimana diperlihatkan pada analisis dibawah ini :  $N_p = 50$

$$N_{av} = \frac{30+16+15+11+7+11+18+24+31+50}{9} = 23,6$$

$N_{av}$ , diambil berdasarkan nilai  $3 \leq N \leq 50$

Dengan menggunakan perumusan MEYERHOF (1956) didapatkan daya dukung ultimate satu tiang pancang sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{5}$$



$$= 40 \times 0,1963 \times 50 + \frac{37,54 \times 23,6}{5} = 572,041 \text{ Ton}$$

$$Q_d = \frac{Q_{ult}}{SF} \rightarrow SF = 3$$

$$= \frac{572,041}{3} = 190,68 \text{ Ton}$$

Kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik PT.JAYA BETON KARYA MANDIRI untuk diameter 50 cm (kelas A5335) diperoleh  $P=178 \text{ Ton}$ .

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah diambil  $P$  terkecil, yaitu = 178 Ton.

#### 4.6.2.3. Beban Pada Tiang Pancang

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.25.

Tabel 4.25. Reaksi Kolom AS C-5

NO	KOMBINASI	Gaya Dalam		
		P (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	ENVELOPE IJIN	3956.6506	126.6825	198.0145

#### 4.6.2.4. Efisiensi Tiang Pancang Kelompok

$$n = \frac{P}{\bar{P}}$$

$$= \frac{395,66506}{178} = 2,22 \approx 4 \text{ buah}$$

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan Teknik Pondasi 2, Hary Christady Hardiyatmo, sebagai berikut:

Syarat jarak antar tiang pancang ( $s$ ) :

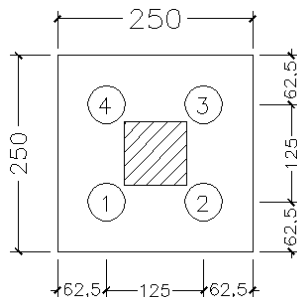
$$2,5D \leq Sx \leq 5D \rightarrow Sx = 2,5D = 2,5 \times 0,5 = 1,25 \text{ m}$$

$$2,5D \leq Sy \leq 5D \rightarrow Sy = 2,5D = 2,5 \times 0,5 = 1,25 \text{ m}$$

Syarat jarak tiang pancang ke tepi ( $s$ ) :

$$1,0D \leq Sx \leq 2D \rightarrow Sx = 1,25D = 1,25 \times 0,5 = 0,625m$$

$$1,0D \leq Sy \leq 2D \rightarrow Sy = 1,25D = 1,25 \times 0,5 = 0,625m$$



Gambar 4.53. Syarat Jarak antar Tiang Pancang

$$n = \frac{\Sigma P}{PE_g}$$

Dimana :

$m$  = banyaknya tiang dalam 1baris

$n$  = banyaknya baris

$D$  = diameter tiang pancang

$s$  = jarak antar As tiang pancang

$\theta$  =  $\arctan D/2,5.s$

$$= \arctan 50/125 = 21,80$$

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n}$$

$$= 1 - 21,80 \frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90.2.2} = 0,757 \approx 0,76$$

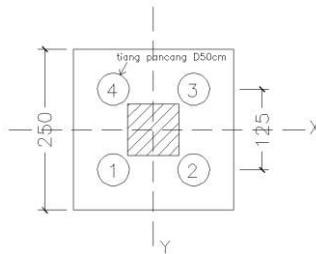
Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Berat sendiri poer  
 $2,5 \times 2,5 \times 0,75 \times 24 = 112,5 \text{ kN}$
- Beban aksial kolom  
 Beban tetap, P  $= 3956,65 \text{ kN}$   
 $\Sigma P = 4069,15 \text{ kN}$

$$n = \frac{\sum P}{P E_g}$$

$$= \frac{406,915}{178 \times 0,76} = 3,01 \approx 4 \text{ buah}$$

Maka direncanakan dengan 4 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 4.54.



Gambar 4.54. Posisi tiang pancang kolom

#### 4.6.2.5. Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan Gambar didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.26.

Tabel 4.26. Jarak Tiang Pancang Kolom

Tiang	Sumbu(m)			
	X	X <sup>2</sup>	Y	Y <sup>2</sup>
P1	0,625	0,39	0,625	0,39
P2	0,625	0,39	0,625	0,39
P3	0,625	0,39	0,625	0,39
P4	0,625	0,39	0,625	0,39
Σ		1,56		1,56

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_x y_{\max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_y x_{\max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{4069,15}{4} + \frac{126,69 \times 0,625}{1,56} + \frac{198,015 \times 0,625}{1,56}$$

$$= 1147,37kN$$

$$P_{\min} = \frac{4069,15}{4} - \frac{126,69 \times 0,625}{1,56} - \frac{198,015 \times 0,625}{1,56}$$

$$= 887,197kN$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 1147,37kN.

#### 4.6.2.5.1 Kontrol Kapasitas

$$P_{\max} \leq \bar{P}Eg$$

$$114,7 \text{ Ton} \leq 178 \times 0,76$$

$$114,7 \text{ Ton} \leq 135,28 \text{ Ton} \rightarrow (\text{Oke, Memenuhi})$$

#### 4.6.2.6. Kontrol Tebal Poer Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

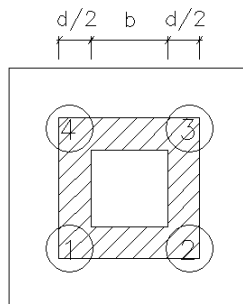
- Dimensi Kolom = 800 x 800 mm
- Dimensi Poer = 2500 x 2500 x 750 mm
- Selimut Beton = 75 mm
- $\emptyset$  Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ( $f'c$ ) = 30 MPa
- Dimensi tiang pancang = 500 mm
- $\lambda$  = 1 (Beton Normal)
- $\alpha_s$  = 40 (Kolom Interior)

- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, ( $\beta$ )

$$\beta = \frac{800}{800} = 1$$

$$d = 750 - 75 - \frac{25}{2} = 662,5 \text{ mm}$$

##### 4.6.2.6.1 Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Kolom



Gambar 4.55. Tinjauan Geser 2 arah terhadap kolom As B-5

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$$\begin{aligned} b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d) \\ &= 2(800 + 662,5) + 2(800 + 662,5) = 5850 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\begin{aligned} \text{d. } V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d \\ V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 5850 \times 662,5 = 10826,11 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{e. } V_c &= 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d \\ V_c &= 0,083 \left( \frac{40 \times 662,5}{5850} + 2 \right) \sqrt{30} \times 5850 \times 662,5 \\ &= 11505,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

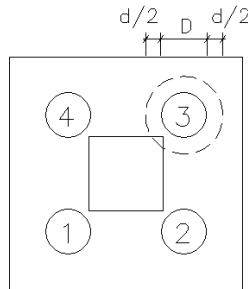
$$\begin{aligned} \text{f. } V_c &= 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d \\ V_c &= 0,33 \sqrt{30} \times 5850 \times 662,5 \\ &= 7005,13 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan}) \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $7005,13 \text{ kN} = 700,51 \text{ Ton}$

$$V_c \geq P_u \text{ Kolom}$$

$$700,51 \text{ Ton} \geq 395,66 \text{ Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$$

#### 4.6.2.6.2 Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Tiang



Gambar 4.56. Tinjauan Geser 2 arah terhadap tiang  
 Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$b_o$  = Keliling penampang kritis

$$= \pi \times (D + (d/2) \times 2)$$

$$= \pi \times (500 + 662,5) = 3652,1 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\text{a. } V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 3652,1 \times 662,5 = 6758,641 \text{ kN}$$

$$\text{b. } V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,083 \left( \frac{40 \times 662,5}{3652,1} + 2 \right) \sqrt{30} \times 3652,1 \times 662,5$$

$$= 10181,11 \text{ kN}$$

$$c. \quad V_c = 0,33\lambda\sqrt{f'c}b_o d$$

$$V_c = 0,33\sqrt{30} \times 3652,1 \times 662,5$$

$$= 4373,238kN \quad (\text{Menentukan})$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $4373,238kN = 437,32 \text{ Ton}$

$$V_c \geq Pu_{Tiang}$$

$$437,32\text{Ton} \geq 178\text{Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$$

#### 4.6.2.7. Desain Penulangan Poer Kolom

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar  $P$  dan berat sendiri poer sebesar  $q$  sebagaimana yang diperlihatkan pada Gambar . Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

##### 4.6.2.7.1 Data Perencanaan :

- Dimensi Poer,  $B \times L$  = 2500 x 2500 mm
- Tebal Poer, = 750 mm
- Mutu Beton, ( $f'c$ ) = 30 MPa
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 25 mm
  - o Mutu Baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
  - o Elastisitas ( $E_f$ ) = 200000 MPa
- Tebal Selimut Beton = 75 mm
- Tinggi efektif balok poer
  - $d_x = 750 - 75 - 25/2 = 662,5 \text{ mm}$
  - $d_y = 750 - 75 - 25 - 25/2 = 637,5 \text{ mm}$

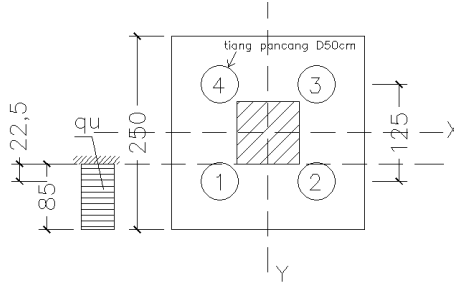
Desain penulangan hanya dianalisis pada salah satu sumbu saja, hal tersebut dilakukan karena bentuk penampang poer yang simetris.



#### 4.6.2.7.2 Desain Penulangan Poer

Berat Poer,  $qu = 2,5 \times 2,5 \times 0,75 \times 2,4 = 11,25 \text{ Ton/m}$

$Pt = 2 \times P_{max} = 2 \times 1147,37 = 2294,74 \text{ kN}$



Gambar 4.57. Mekanika beban poer kolom

$$\begin{aligned}
 M_u &= (Pt \times e) - \left( \frac{1}{2} q_u e^2 \right) \\
 &= (2294,74 \times 0,225) - \left( \frac{1}{2} \times 112,5 \times 0,85^2 \right) \\
 &= 475,676 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

#### Penulangan arah X

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{475676000}{0,9 \times 2500 \times 662,5^2} = 0,481 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,481}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00121
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Syarat :} & \rho_{\min} & = \rho_{\text{perlu}} \\ & 0,0035 & > 0,00149 \end{array}$$

Maka, dipakai  $\rho_{\min} = 0,0035$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\min} \times 2500 \times dx \\ &= 0,0035 \times 2500 \times 662,5 \\ &= 5796,875 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan  $\phi 10\text{mm}$  ( $A_{D25} = 490,87 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{2500 \times 490,87}{5796,875} = 211,69 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$s \leq 3(750) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 2250 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 200 \text{ mm}$

$$\text{As pakai} = \frac{2500 \times 490,87}{200} = 6135,875 \text{ mm}^2$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Cek} & : & \text{As perlu} < \text{As pakai} \\ & : & 5796,875 \text{ mm}^2 < 6135,875 \text{ mm}^2 \text{ (Ok )} \end{array}$$

Jadi, dipakai tulangan arah X = D25-200mm

### Penulangan arah Y

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times dy^2} = \frac{475676000}{0,9 \times 2500 \times 637,5^2} = 0,52 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,52}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00131$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Syarat :} & \rho_{\min} & = \rho_{\text{perlu}} \\ & 0,0035 & > 0,00161 \end{array}$$

Maka, dipakai  $\rho_{\min} = 0,0035$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\min} \times 2500 \times d_y \\ &= 0,0035 \times 2500 \times 637,5 \\ &= 5578,125 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D25mm (AD25= 490,87 mm<sup>2</sup>)

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{2500 \times 490,87}{5578,125} = 219,99 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$s \leq 3(750) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 2250 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 200 \text{ mm}$

$$\text{As pakai} = \frac{2500 \times 490,87}{200} = 6135,875 \text{ mm}^2$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Cek} & : \text{As perlu} < \text{As pakai} \\ & : 5578,125 \text{ mm}^2 < 6135,875 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)} \end{array}$$

Jadi, dipakai tulangan arah Y = D25-200mm

#### 4.6.2.7.3 Desain Penulangan Tusuk Konde

Menurut Seminar Nasional Aplikasi Teknologi Prasarana Wilayah (ATPW), Surabaya, 26 Juni 2013. Kekuatan Geser Friksi Berdasarkan AASHTO 5.8.4 2005.

Kekuatan geser nominal dapat dihitung menggunakan rumus berikut, untuk beton yang dicor pada beton yang telah mengeras dengan pengasaran permukaan (amplitude 6 mm) adalah 0.7 MPa. Sehingga kemampuan geser beton adalah:

$$C = 0.7 \text{ MPa}$$

$$Acv = 157000 \text{ mm}^2$$

$$V_n = C \cdot Acv$$

$$= 0.7 \times 157000 = 109900 \text{ N} = 10.99 \text{ ton}$$

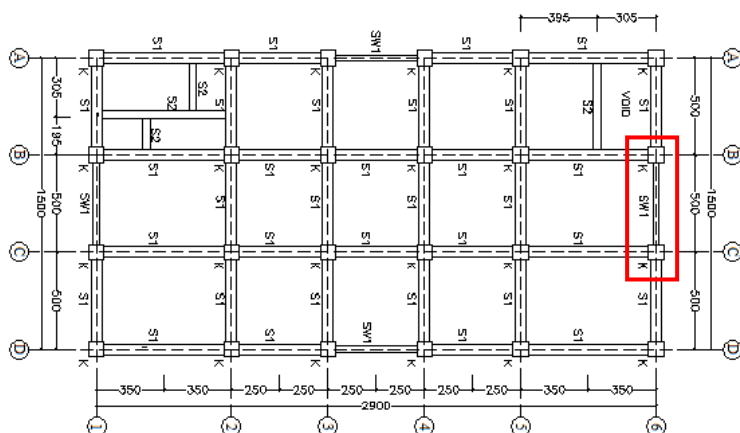
Jika dipakai dengan diameter 13 mm maka s, adalah:

$$s = \frac{As \times f_y \times d}{V_s} = \frac{132,73 \times 400 \times 320}{109900} = 154,58 \text{ mm}$$

Jadi Dipakai Tulangan Tusuk Konde D13-150mm Sedalam 2m dan Panjang Penyaluran ke Poer Sepanjang 40D.

#### 4.6.3 Desain Tiang Pancang Shear Wall

Desain tiang pancang Shearwall yang akan dianalisis adalah pada Shearwall AS 6 joint B-C :



Gambar 4.58. Letak pondasi Shearwall yang ditinjau

#### 4.6.3.1. Data Perencanaan

Data-data dalam perencanaan pondasi adalah :

- Diameter tiang pancang,  $D = 60 \text{ cm}$
- Keliling tiang pancang ( $A_s$ )  $= \pi \times d \times 23,60 = 45,05 \text{ m}$
- Luas tiang pancang ( $A_p$ )  $= 1/4 \times \pi \times d^2$   
 $= 1/4 \times \pi \times 60^2 = 2827,43 \text{ cm}^2$

Digunakan tiang pancang produksi Jaya Beton Karya Mandiri kelas A5335. Dengan tekanan ijin sebesar 242 Ton.

#### 4.6.3.2. Daya Dukung Ijin Satu Tiang

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan MEYERHOF (1956). Dari data SPT dengan kedalaman 21,25 m sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 4.27.

Tabel 4.27. Data  $N_{\text{SPT}}$

N-SPT	Depth (m)
0	0
50	1.25
30	3.25
16	5.25
15	7.25
11	9.25
7	11.25
11	13.25
18	15.25
24	17.25
31	19.25
50	21.25
50	23.25
50	25.25
50	27.25
50	29.25
50	30

Berdasarkan Tabel 4.27. didapatkan nilai N-SPT didasar tiang, ( $N_p$ ) pada kedalaman 21,25 m dan nilai rata-rata N sepanjang tiang ( $N_{av}$ ) sebagaimana diperlihatkan pada analisis dibawah ini :  $N_p = 50$

$$N_{av} = \frac{30+16+15+11+7+11+18+24+31+50}{9} = 23,6$$

$N_{av}$ , diambil berdasarkan nilai  $3 \leq N \leq 50$

Dengan menggunakan perumusan MEYERHOF (1956) didapatkan daya dukung ultimate satu tiang pancang sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{5} \\ &= 40 \times 0,2827 \times 50 + \frac{45,05 \times 23,6}{5} = 780,73 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_d &= \frac{Q_{ult}}{SF} \rightarrow SF = 3 \\ &= \frac{780,73}{3} = 260,24 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik PT.JAYA BETON KARYA MANDIRI untuk diameter 50 cm (kelas A5335) diperoleh  $P=242 \text{ Ton}$ .

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah diambil  $P$  terkecil, yaitu = 242 Ton.

#### 4.6.3.3. Beban Pada Tiang Pancang

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.28.

Tabel 4.28. Reaksi Shearwall AS 1 joint B-C

NO	KOMBINASI	Gaya Dalam				
		P (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	ENVELOPE IJIN	4524,21	69,79	232,18	349,03	88,68

#### 4.6.3.4. Efisiensi Tiang Pancang Kelompok

$$n = \frac{P}{PE_g}$$

$$= \frac{1300,0973}{242} = 5,37 \approx 8 \text{ buah}$$

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan Teknik Pondasi 2, Hary Christady Hardiyatmo, sebagai berikut:

Syarat jarak antar tiang pancang ( $s$ ) :

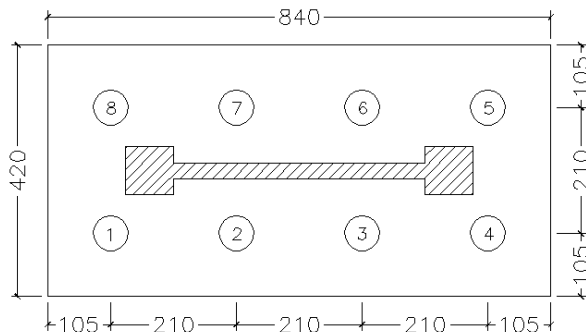
$$2,5D \leq Sx \leq 5D \rightarrow Sx = 3,5D = 3,5 \times 0,6 = 2,10 \text{ m}$$

$$2,5D \leq Sy \leq 5D \rightarrow Sy = 3,5D = 3,5 \times 0,6 = 2,10 \text{ m}$$

Syarat jarak tiang pancang ke tepi ( $s$ ) :

$$1,0D \leq Sx \leq 2D \rightarrow Sx = 1,75D = 1,75 \times 0,6 = 1,05 \text{ m}$$

$$1,0D \leq Sy \leq 2D \rightarrow Sy = 1,75D = 1,75 \times 0,6 = 1,05 \text{ m}$$



Gambar 4.59. Syarat Jarak antar Tiang Pancang

$$n = \frac{\Sigma P}{PE_g}$$

Dimana :

m = banyaknya tiang dalam 1 baris

n = banyaknya baris

D = diameter tiang pancang

s = jarak antar As tiang pancang

$\theta$  = arc tan D/s  
= arc tan 60/210 = 15,94

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n}$$

$$= 1 - 15,94 \frac{(2-1)4 + (4-1)2}{90.4.2} = 0,778 \approx 0,78$$

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

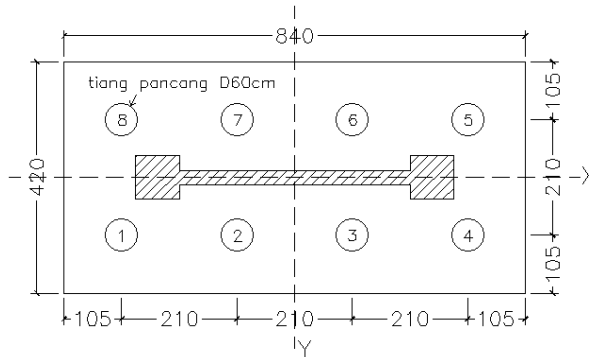
- Berat sendiri poer  
4,2 x 8,4 x 1,0 x 24 = 846,72 kN
- Beban aksial kolom  
Beban tetap, P = 13000,973 kN  
 $\Sigma P = 13847,693 \text{ kN}$

$$n = \frac{\Sigma P}{PE_g}$$

$$= \frac{1384,7693}{242 \times 0,78} = 7,33 \approx 8 \text{ buah}$$



Maka direncanakan dengan 8 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 4.60.



Gambar 4.60. Posisi tiang pancang Shearwall

#### 4.6.3.5. Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan Gambar didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.29.

Tabel 4.29. Jarak Tiang Pancang Kolom

Tiang	Sumbu(m)			
	X	X <sup>2</sup>	Y	Y <sup>2</sup>
P1	3.15	9.9225	1.05	1.1025
P2	1.05	1.1025	1.05	1.1025
P3	1.05	1.1025	1.05	1.1025
P4	3.15	9.9225	1.05	1.1025
P5	3.15	9.9225	1.05	1.1025
P6	1.05	1.1025	1.05	1.1025
P7	1.05	1.1025	1.05	1.1025
P8	3.15	9.9225	1.05	1.1025
Σ		44.1		8.8200

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_x y_{\max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_y x_{\max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{13847,693}{8} + \frac{509,35 \times 1,05}{8,82} + \frac{247,4 \times 3,15}{44,1}$$

$$= 1809,27kN$$

$$P_{\min} = \frac{13847,693}{8} - \frac{509,35 \times 1,05}{8,82} - \frac{247,4 \times 3,15}{44,1}$$

$$= 1652,65kN$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 1809,27kN.

#### 4.6.3.5.1 Kontrol Kapasitas

$$P_{max} \leq \bar{P}Eg$$

$$180,927 \text{ Ton} \leq 242 \times 0,78$$

$$180,927 \text{ Ton} \leq 188,76 \text{ Ton} \rightarrow (\text{Oke, Memenuhi})$$

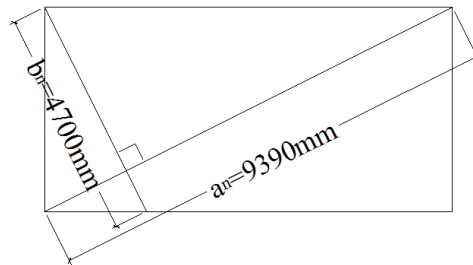
#### 4.6.3.6. Kontrol Tebal Poer Shearwall

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Shearwall = 260 x 5000 mm
- Dimensi Poer = 4200 x 8400 x 1000 mm
- Selimut Beton = 75 mm
- Ø Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ( $f'c$ ) = 30 MPa
- Dimensi tiang pancang = 600 mm
- $\lambda$  = 1 (Beton Normal)
- $\alpha s$  = 30 (Kolom Eksterior)

- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, ( $\beta$ )

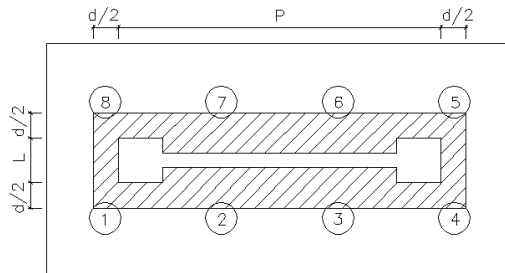


Gambar 4.61. Rasio Sisi Panjang

$$\beta = \frac{9390}{4700} = 1,997$$

$$d = 1000 - 75 - \frac{25}{2} = 912,5 \text{ mm}$$

#### 4.6.3.6.1 Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Shearwall



Gambar 4.62. Tinjauan Geser 2 arah terhadap Shearwall As B-5

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $bo$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$bo$  = Keliling penampang kritis

$$= 2(P \text{ Shearwall} + d) + 2(L \text{ Shearwall} + d)$$

$$= 2(5800 + 912,5) + 2(800 + 912,5) = 16850 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

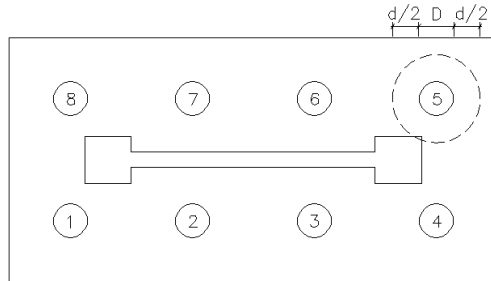
- a. 
$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$
- $$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1,997} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 16850 \times 912,5 = 28654,87 kN$$
- b. 
$$V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$
- $$V_c = 0,083 \left( \frac{30 \times 912,5}{16850} + 2 \right) \sqrt{30} \times 16850 \times 912,5$$
- $$= 25335,83 kN$$
- c. 
$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$
- $$V_c = 0,33 \sqrt{30} \times 16850 \times 912,5$$
- $$= 27791,2 kN \quad \text{(Menentukan)}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $25335,83 kN = 2533,583 \text{ Ton}$

$V_c \geq \text{Putiang}$

$2533,583 \text{ Ton} \geq 1300,097 \text{ Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$

#### 4.6.3.6.2 Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Tiang



Gambar 4.63. Tinjauan Geser 2 arah terhadap tiang  
Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$b_o$  = Keliling penampang kritis

$$= \pi \times (D + (d/2) \times 2)$$

$$= \pi \times (600 + 912,5) = 4751,658 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\text{a. } V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1,997} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 4751,66 \times 912,5 \\ &= 8080,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{b. } V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,083 \left( \frac{40 \times 662,5}{4751,66} + 2 \right) \sqrt{30} \times 4751,66 \times 912,5 \\ &= 15298,28 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{c. } V_c &= 0,33\lambda\sqrt{f_c'b_o}d \\
 V_c &= 0,33\sqrt{30} \times 4751,66 \times 912,5 \\
 &= 7837,053kN \quad (\text{Menentukan})
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $7837,053kN = 783,7 \text{ Ton}$

$$V_c \geq Pu_{\text{Tiang}}$$

$783,7\text{Ton} \geq 242\text{Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$

#### 4.6.3.7. Desain Penulangan Poer Shearwall

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar  $P$  dan berat sendiri poer sebesar  $q$  sebagaimana yang diperlihatkan pada Gambar . Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

##### 4.6.3.7.1 Data Perencanaan :

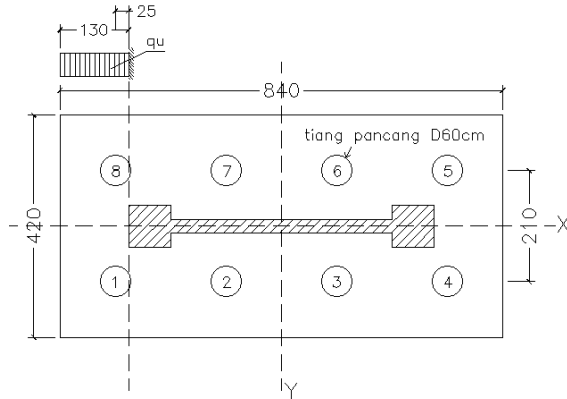
- Dimensi Poer,  $B \times L$  = 4200 x 8400 mm
- Tebal Poer, = 1000 mm
- Mutu Beton, ( $f'_c$ ) = 30 MPa
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 25 mm
  - o Mutu Baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
  - o Elastisitas( $E_f$ ) = 200000 MPa
- Tebal Selimut Beton = 75 mm
- Tinggi efektif balok poer
  - $d_x = 1000 - 75 - 25/2 = 912,5 \text{ mm}$
  - $d_y = 1000 - 75 - 25 - 25/2 = 887,5 \text{ mm}$

Desain penulangan hanya dianalisis pada salah satu sumbu saja, hal tersebut dilakukan karena bentuk penampang poer yang simetris.

#### 4.6.3.7.2 Desain Penulangan Poer X

Berat Poer,  $qu = 4,2 \times 8,4 \times 1 \times 2,4 = 84,672 \text{ Ton/m}$

$Pt = 2 \times P_{max} = 2 \times 1809,27 = 3618,54 \text{ kN}$



Gambar 4.64. Mekanika beban poer shearwall

$$\begin{aligned}
 M_u &= (Pt \times e) - \left( \frac{1}{2} q_u e^2 \right) \\
 &= (3618,54 \times 0,25) - \left( \frac{1}{2} \times 846,72 \times 1,30^2 \right) \\
 &= 189,156 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

#### Penulangan arah X

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{189156000}{0,9 \times 8400 \times 912,5^2} = 0,030 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,030}{0,85 \times 30}} \right) = 0,000075$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Syarat :} & \rho_{\min} & = \rho_{\text{perlu}} \\ & 0,0035 & > 0,000075 \end{array}$$

Maka, dipakai  $\rho_{\min} = 0,0035$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\min} \times 9000 \times dx \\ &= 0,0035 \times 8400 \times 912,5 \\ &= 26827,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D25mm (AD25= 490,87 mm<sup>2</sup>)

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{8400 \times 490,87}{26827,5} = 153,6 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$s \leq 3(1000) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 3000 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 150 \text{ mm}$

$$\text{As pakai} = \frac{8400 \times 490,87}{150} = 27488,72 \text{ mm}^2$$

Cek : As perlu < As pakai

$$: 26827,5 \text{ mm}^2 < 27488,72 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

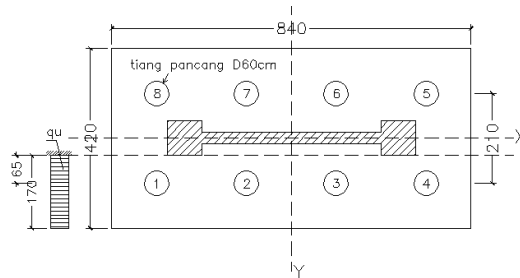
Jadi, dipakai tulangan arah X = D25-150mm

#### 4.6.3.7.3 Desain Penulangan Poer Arah Y

Berat Poer,  $qu = 4,2 \times 8,4 \times 1 \times 2,4 = 84,672 \text{ Ton/m}$

$$Pt = 4 \times P_{\max} = 4 \times 1809,27 = 7237,08 \text{ kN}$$





Gambar 4.65. Mekanika beban poer shearwall

$$\begin{aligned}
 M_u &= (Pt \times e) - \left( \frac{1}{2} q_u e^2 \right) \\
 &= (7237,08 \times 0,65) - \left( \frac{1}{2} \times 846,72 \times 1,70^2 \right) \\
 &= 3480,591 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

**Penulangan arah Y**

$\phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d y^2} = \frac{3480591000}{0,9 \times 4200 \times 887,5^2} = 1,16 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,16}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0029
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Syarat :  $\rho_{\text{min}} = \rho_{\text{perlu}}$   
 $0,0035 < 0,0029$

Maka, dipakai  $\rho_{\min} = 0,0035$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho_{\min} \times 4200 \times d_y \\ &= 0,0035 \times 4200 \times 887,5 \\ &= 13046,25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan tulangan D25mm ( $A_{D25} = 490,87 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{4200 \times 490,87}{13046,25} = 158,026 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$s \leq 3(1000)$  atau 450 mm

$s \leq 3000$  mm atau 450 mm

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $s = 150 \text{ mm}$

$$\text{As pakai} = \frac{4200 \times 490,87}{150} = 13744,36 \text{ mm}^2$$

Cek : As perlu < As pakai

$$: 13046,25 \text{ mm}^2 < 13744,36 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

Jadi, dipakai tulangan arah Y = D25-150 mm

#### 4.6.3.7.4 Desain Penulangan Tusuk Konde

Menurut Seminar Nasional Aplikasi Teknologi Prasarana Wilayah (ATPW), Surabaya, 26 Juni 2013. Kekuatan Geser Friksi Berdasarkan AASHTO 5.8.4 2005.

Kekuatan geser nominal dapat dihitung menggunakan rumus berikut, untuk beton yang dicor pada beton yang telah mengeras dengan pengasaran permukaan (amplitude 6 mm) adalah 0.7 MPa. Sehingga kemampuan geser beton adalah:

$$C = 0.7 \text{ MPa}$$

$$A_{cv} = 157000 \text{ mm}^2$$

$$V_n = C \cdot A_{cv}$$

$$= 0.7 \times 157000 = 109900 \text{ N} = 10.99 \text{ ton}$$

Jika dipakai dengan diameter 13 mm maka s, adalah:

$$s = \frac{As \times f_y \times d}{V_s} = \frac{132,73 \times 400 \times 400}{109900} = 193,23 \text{ mm}$$

Jadi Dipakai Tulangan Tusuk Konde D13-150mm Sedalam 2m dan Panjang Penyaluran ke Poer Sepanjang 40D.

#### 4.6.4 Desain Sloof

Menurut Pedoman Perancangan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987 pasal 2.2.8, untuk pondasi setempat dari suatu gedung harus saling berhubungan dalam 2 arah ( umumnya saling tegak lurus) oleh unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10% dari beban vertikal maksimum.

Dalam perancangan sloof ini diambil contoh perhitungan pada sloof kolom interior :

##### 4.6.4.1. Data Perencanaan

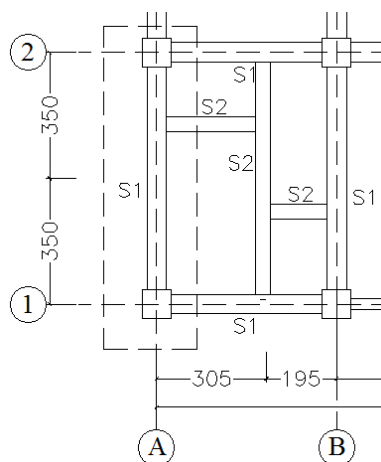
- Gaya aksial kolom = 3795,2 kN
- $P_u = 10\% \times 3795,2 \text{ kN} = 379,52 \text{ kN} = 379520 \text{ N}$
- Dimensi sloof = 550 × 700 mm
- Panjang sloof = 7 m
- Mutu beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa
- Diameter Tul. Utama (D) = 22 mm
  - o Mutu Baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
  - o Elastisitas( $E_s$ ) = 200000 MPa
- Selimut beton = 50 mm

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_{ijin} = 0,7 \times \sqrt{f'_c} = 0,7 \times \sqrt{30} = 3,83 \text{ MPa}$$

Tegangan Tarik yang terjadi :

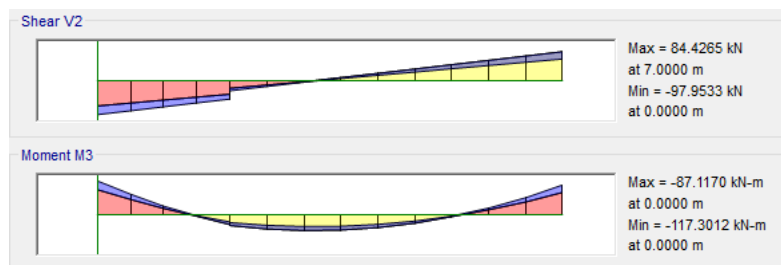
$$f_r = \frac{P_u}{\phi b h} = \frac{379520}{0,8 \times 550 \times 700} = 1,56 < f_{ijin} \dots\dots \text{Oke}$$



Gambar 4.66. Denah Lokasi Sloof 1 pada As A Joint 1-2

#### 4.6.4.2. Penulangan Lentur Sloof

Dari hasil permodelan *Etabs* didapatkan momen envelope dari beberapa kombinasi pada Sloof yang ditinjau adalah sebagai berikut :



Gambar 4.67. Momen Envelope Sloof

$$M_u = 117,3012 \text{ kNm}$$

$$P_u = 379,52 \text{ kN}$$

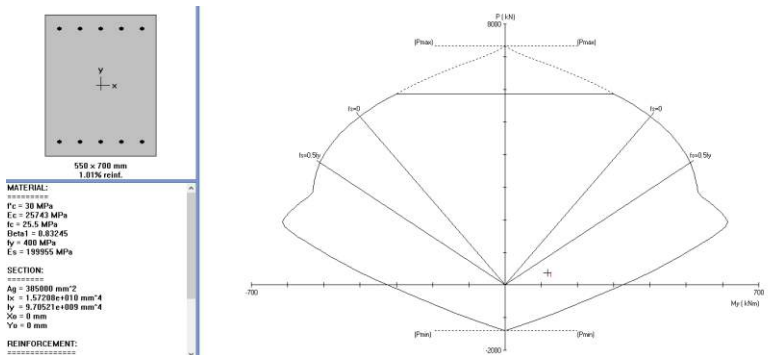
$$V_u = 97,9533 \text{ kN}$$

Untuk memudahkan desain penulangan lentur sloof digunakan program bantu analisis dengan memasukkan data beban sebagai berikut :

Direncanakan menggunakan tulangan 10 D 22

( $A_s = 3801,327 \text{ mm}^2$ )

Lalu dicek dengan diagram interaksi hasil program bantu seperti pada Gambar 4.78.



Gambar 4.68. Diagram Interaksi Sloof

Dari diagram interaksi pada Gambar didapatkan rasio tulangan sebesar 1,01% (5 D 22) serta terlihat pula bahwa sloof mampu memikul kombinasi momen dan aksial yang terjadi.

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua tulangan longitudinal adalah 25 mm. Besarnya jarak antara tulangan longitudinal terpasang pada balok sloof tersebut adalah :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \varnothing_{\text{sengkang}} - n \cdot \varnothing_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{550 - 2 \times 50 - 2 \times 10 - 5 \times 22}{5 - 1} = 80 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

#### 4.6.4.3. Penulangan Geser Sloof

$$V_u = 97,9533 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan, adalah :

$$A_g = 550 \times 700 = 385000 \text{ mm}^2$$

$$d = 700 - 50 - 10 - 22/2 = 629 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_w d \\ &= 0,17 \left( 1 + \frac{379520}{14 \times 385000} \right) \sqrt{30} \times 550 \times 629 \\ &= 344805,19 \text{ N} = 344,805 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$0,75 \times 344,805 = 258,603 \text{ kN} \geq 97,346 \text{ kN} \text{ (Oke, Memenuhi)}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut:

$$d/2 = 629/2 = 314,5 \text{ mm}$$

Jadi, dipasang sengkang Tumpuan  $\emptyset 10-200$  & Lapangan  $\emptyset 10-250$ .

## **BAB V**

### **KESIMPULAN & SARAN**

#### **5.1 Kesimpulan**

Sesuai dengan tujuan penulisan Tugas Akhir ini, maka dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut :

1. Perancangan Preliminary Desain Dinding Geser sesuai SNI 2847-2013 pasal 16.5.3.(1), ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari  $1/25$  tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm. Maka untuk Tugas Akhir ini didapatkan tebal dinding geser adalah 25 cm.
2. Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.2.5.1, Sistem ganda adalah rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain sehingga tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser dengan distribusi proporsional terhadap kekakuannya. Dan hal tersebut telah dibuktikan dari kontrol hasil analisis struktur pada bab VI, dapat dilihat bahwa prosentase dari SRPM untuk semua kombinasi pembebanan gempa selalu nilainya diantara 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung ini telah memenuhi syarat sebagai struktur Dual System.
3. Perhitungan penulangan Dinding Struktur Khusus telah memenuhi persyaratan yang diatur dalam SNI 2847-2013 Pasal 21.9 tentang persyaratan tulangan minimum, Pasal 21.9.4.1. tentang kuat geser, dan Pasal 21.9.6.3 tentang penentuan kebutuhan terhadap komponen batas khusus (Special Boundary Element).
4. Dari hasil perencanaan Struktur Gedung Kantor Graha Atmaja dengan menggunakan Sistem Ganda maka didapatkan data-data perancangan sebagai berikut :

- Mutu Beton ( $f'_c$ ) : 30 Mpa
- Mutu Baja ( $f_y$ ) : 400 Mpa
- Tebal Pelat Atap : 120 mm
- Tebal Pelat Lantai : 120 mm
- Jumlah Lantai : 10 lantai
- Ketinggian Tiap Lantai : 4 m
- Tinggi Total Gedung : 40 m
- Balok Anak (35x 55cm)  
(tulangan utama D16mm dan sengkang  $\emptyset$ 10mm)
- Balok Induk 1 (55x70cm) dan Balok Induk 2 (40x60cm)  
(tulangan utama D19mm dan sengkang D13mm)
- Kolom (80x80cm)  
(tulangan utama D22mm dan sengkang  $\emptyset$ 12mm)
- Sloof 1 (55x70cm) dan Sloof 2 (40x60cm)  
(tulangan utama D22mm dan sengkang  $\emptyset$ 10mm)
- Poer Type 1 (2,5m x 2,5m x 0,75m)  
(tulangan arah x dan y D25mm)
- Poer Type 2 (4,2m x 8,4m x 1m)  
(tulangan arah x dan y D25mm)

## 5.2 Saran

Perlu dilakukan studi yang lebih mendalam untuk menghasilkan perancangan struktur dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomi, dan estetika, sehingga diharapkan perancangan dapat dilaksanakan mendekati kondisi sesungguhnya dilapangan dan hasil yang diperoleh sesuai dengan tujuan perancangan yaitu kuat, ekonomis dan tepat waktu dalam pelaksanaannya.



## DAFTAR PUSTAKA

Badan Standarisasi Nasional,2013. *Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, SNI 03-2847,2013.* Jakarta : Standar Nasional Indonesia

Badan Standarisasi Nasional,2012. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1726,2012.* Jakarta : Standar Nasional Indonesia

Purwono R, 2005. *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa.* Surabaya : ITS Press.

Departemen Pekerjaan Umum 1987. *Peraturan PembebananIndonesia untuk Gedung 1987.* Bandung : Yayasan Penyelidikan Masalah Bangunan Gedung.

Badan Standarisasi Nasional,2013. *Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain, SNI 1727,2013.* Jakarta : Standar Nasional Indonesia

Mufida E., 2008. *Sistem Pengaku Lateral.* < URL : <http://uii.co.id>>

Wikana, Iwan dan Yohanes Widayat. 2007, Tinjauan Kuat Lentur Balok Bertulang dengan Lapisan Mutu Beton yang Berbeda. Jurusan Teknik Sipil Fakultas UKRIM, Yogyakarta.

Budiono dan Supriatna. 2011. *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan RSNI 03-1726-201x.* Bandung: Penerbit ITB.



Form AK/TA-04  
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Dr. Techn . Pujo Aji , ST . MT
NAMA MAHASISWA	: Dody Hary Sasmito
NRP	: 3114106043
JUDUL TUGAS AKHIR	: Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Kantor Graha Atmaja dengan metode Dual System di daerah resiko gempa tinggi
TANGGAL PROPOSAL	: 20 Juni 2016
NO. SP-MMTA	: 056935 / IT 2 . 3 . 1 . 1 / PP . 05 . 02 . 00 / 2016

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	15/09/2016	Perencanaan dimensi kolom, balok, pelat, sloop		↓
2	23/09/2016	Perhitungan Struktur Sekunder		↓
3	4/10/2016	Pemodelan Struktur (ETABS)		↓
4	12/10/2016	Pengecekan Sprat - syarat gempa		↓
5	27/10/2016	Perhitungan Balok Primer dan Kolom		↓
6	10/11/2016	Perhitungan Shear wall - Perencanaan pondasi paer kolom		↓
7	25/11/2016	Perhitungan pondasi Shear wall		↓
8	29/12/2016	Gambar kerja struktur utama, sekunder, pondasi menggunakan AUTOCAD		↓



Form AK/TA-04  
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



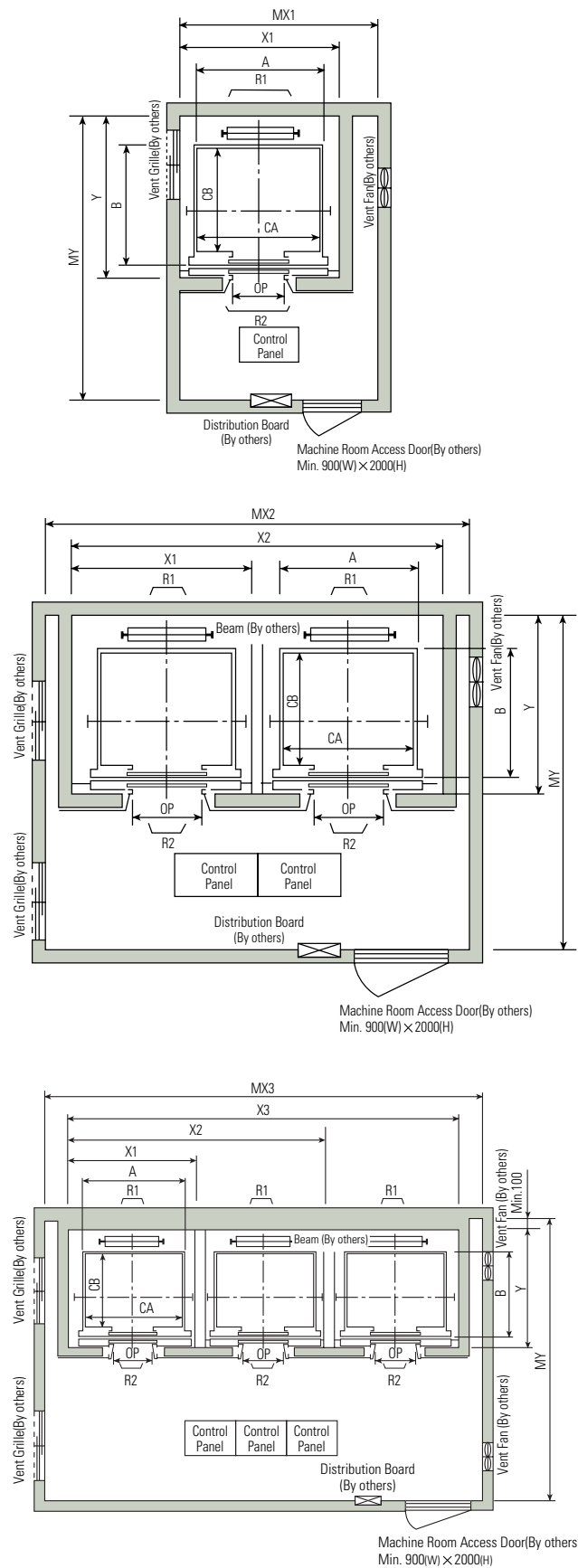
NAMA PEMBIMBING	:	Ir. Kurdian Soprapto, MS
NAMA MAHASISWA	:	Dody Hary Sasmito
NRP	:	3114106043
JUDUL TUGAS AKHIR	:	Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Kantor Graha Atmaya dengan metode Dual System di daerah resiko gempa tinggi
TANGGAL PROPOSAL	:	20 Juni 2016
NO. SP-MMTA	:	056935 / IT2.3.1.1 / PP.05.02.00 / 2016

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	16/09/2016	- Perencanaan dimensi kolom, balok, pelat, sloof		18
2	23/09/2016	- Perhitungan Struktur sekunder		18
3	9/10/2016	- Remodelan Struktur (ETABS)		18
4	18/10/2016	- Pengecekan Syarat - syarat gempa		18
5	28/10/2016	- Perencanaan Struktur primer		18
6	13/11/2016	- Perhitungan Shear wall - Perencanaan pondasi poer kolom		18
7	1/12/2016	- Perhitungan pondasi shearwall		18
8	28/12/2016	- Gambar kerja dituangkan ke AUTOCAD		18

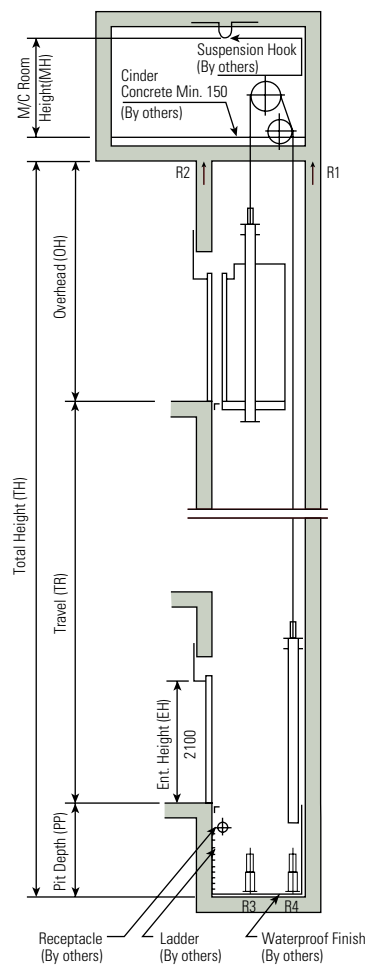
# PASSENGER ELEVATORS

Gearless Elevators | 60~150m/min

## Plan of Hoistway & Machine Room



## Section of Hoistway



## Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

Speed (m/min)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction(kg)	
				Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth		
	Persons	kg	OP	CA × CB	A × B	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2
60	6	450	800	1400× 850	1460×1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000
	8	550	800	1400×1030	1460×1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250
	9	600	800	1400×1130	1460×1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450
	10	700	800	1400×1250	1460×1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700
90	11	750	800	1400×1350	1460×1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800
105	13	900	900	1600×1350	1660×1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750
	15	1000	900	1600×1500	1660×1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300
	120	17	1150	1000	1800×1500	1900×1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600
1100				2000×1350	2100×1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800		
150	20	1350	1000	1800×1700	1900×1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000
			1100	2000×1500	2100×1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000		
	24	1600	1100	2000×1750	2100×1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800
				2150×1600	2250×1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200		

- Notes: 1. Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.  
2. Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.  
3. When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.  
4. The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81=75kg/person)  
5. Above dimensions are applied in case the door is standard. In case fire protection door is applied, hoistway size for 1 car should be applied above X1 dimension plus 100mm.  
6. In case of 120m/min and 150m/min, the dimension of X1 is X1 plus 100mm.

(Unit : mm)

Speed (m/min)	Overhead (OH)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
60	4600	1500	2200
90	4800	1800	2400
105	5000	2100	2400
120	5000	2100	2600
150	5500	2400	2600

Note : Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.





TESTANA ENGINEERING, Inc.

## A.1.4. BORING LOG

BOREHOLE #: DB - 4

PROJECT : Malloboro City Apartemen, 13 lantai.

DATE OF TESTING : August 28 to 29, 2013

GROUND WATER LEVEL : 0.00 m

LOCATION : Jl. Laksda Adi Sucipto KM 7, Yogyakarta.

DEPTH : 30 m

GROUND SURFACE LEVEL :  $\pm 0.00$  m

DEPTH, m.	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST					STRENGTH TEST			ATTERBERG LIMITS					$\gamma$	Gs	eo	Sr	
		0	10	20	30	40	TYPE	C	$\phi$	0	20	40	60	80					100
0	Sand and gravel, grey, little silt, very dense.																		
1																			
2																			
3																			
4																			
5	Sand, grey, trace silt, medium.																		
6																			
7																			
8																			
9																			
10	Silt, brown, little sand, little clay.																		
11	Silt and sand, brownish grey, little clay, loose.																		
12	Silt, greyish brown, some sand, little clay, medium.																		
13	Sand, greyish brown, little silt, little gravel, medium.																		
14																			
15																			
16																			
17																			
18	Sand, grey, trace silt, medium to very dense.																		
19																			
20																			
21																			
22																			
23																			
24																			
25																			
26																			
27																			
28																			
29																			
30	End of boring																		

NOTE:

0 to 10 % = Trace  
10 to 20 % = Little  
20 to 35 % = Some  
35 to 50 % = And

□ = Undisturbed sample  
▨ = SPT  
▧ = Fairly UDS  
c = Cohesion intercept, kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi$  = Internal friction angle, deg

SPT = Standard penetration test (blows / ft)  
UU = Triaxial, Unconsolidated undrained  
CU = Triaxial, Consolidated undrained  
Vane = Vane shear test  
UCT = Unconfined compression strength, kg/cm<sup>2</sup>  
QT = Direct shear, quick test.

○ = Wn = Moisture content, %  
● = Wp = Plastic limit, %  
Δ = WL = Liquid limit, %  
 $\gamma$  = Bulk density, t/m<sup>3</sup>  
Gs = Specific gravity  
eo = Void ratio  
Sr = Saturation, %



TESTANA ENGINEERING, Inc.

## A.1.3. BORING LOG

BOREHOLE #: DB - 3

PROJECT : Malioboro City Apartemen, 13 lantai.

DATE OF TESTING : August 23 to 25, 2013

GROUND WATER LEVEL : -0.05 m

LOCATION : Jl. Laksda Adi Sucipto KM 7, Yogyakarta.

DEPTH : 30 m

GROUND SURFACE LEVEL :  $\pm 0.00$  m

DEPTH, m,	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST				STRENGTH TEST			ATTERBERG LIMITS				$\gamma$	Gs	eo	Sr			
		0	10	20	30	40	TYPE	C	$\phi$	0	20	40					60	80	100
0	Sand and gravel, grey, trace silt, dense.						$\geq 50$												
1																			
2																			
3																			
4	Sand, grey, trace silt, medium.																		
5							QT	0.00	36		38					1.86	2.75	1.04	100
6																			
7																			
8																			
9																			
10																			
11																			
12	Sand, brownish grey, little silt, trace gravel, medium to dense.																		
13																			
14																			
15																			
16																			
17																			
18	Silt and sand, brown, little clay, dense.																		
19																			
20																			
21	Sand, grey, trace silt, very dense.																		
22																			
23																			
24																			
25																			
26																			
27																			
28																			
29																			
30																			
31	End of boring																		

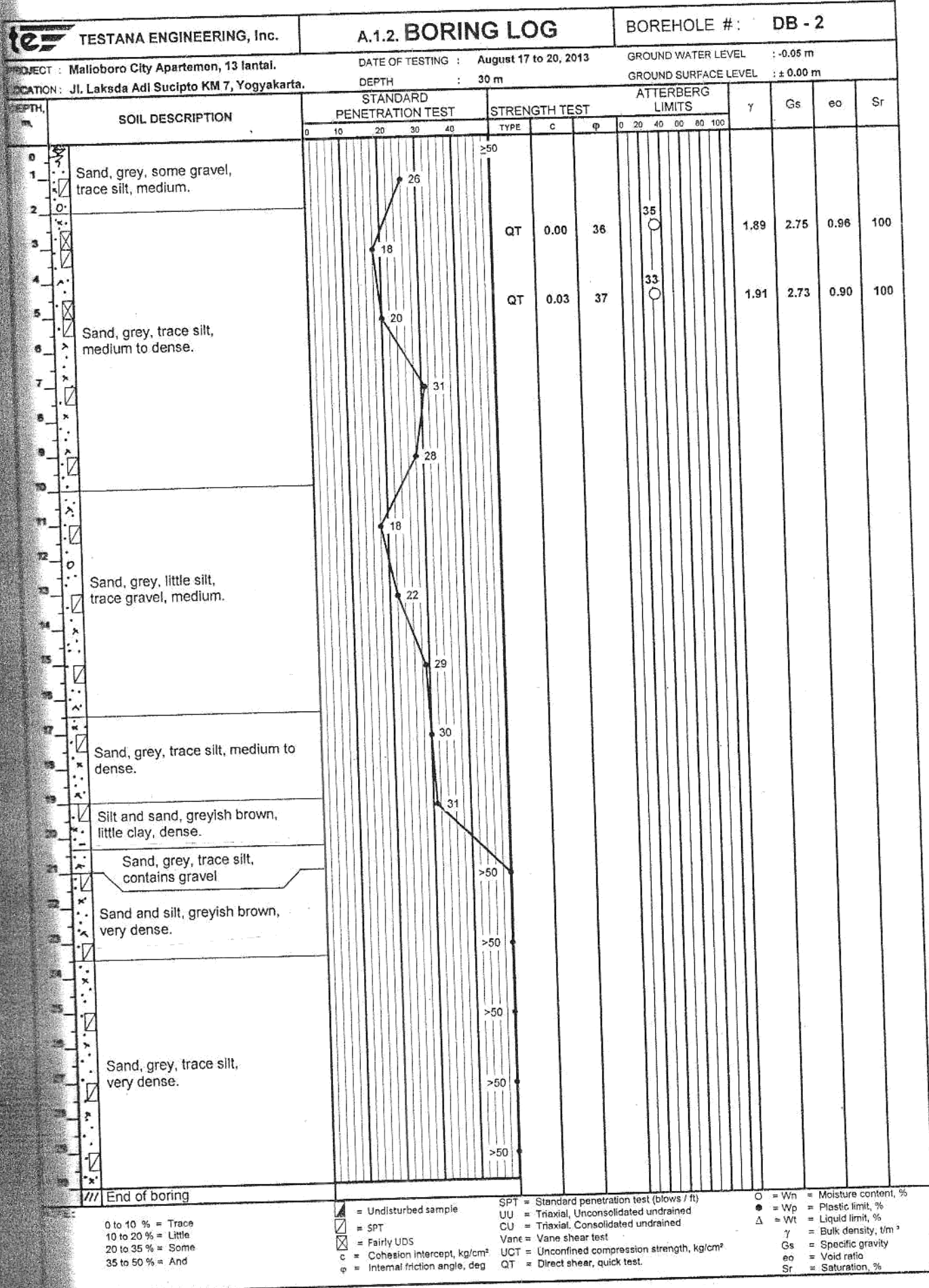
## NOTE:

0 to 10 % = Trace  
10 to 20 % = Little  
20 to 35 % = Some  
35 to 50 % = And

= Undisturbed sample  
 = SPT  
 = Fairly UDS  
c = Cohesion intercept, kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi$  = Internal friction angle, deg

SPT = Standard penetration test (blows / ft)  
UU = Triaxial, Unconsolidated undrained  
CU = Triaxial, Consolidated undrained  
Vane = Vane shear test  
UCT = Unconfined compression strength, kg/cm<sup>2</sup>  
QT = Direct shear, quick test.

$\bigcirc$  =  $W_n$  = Moisture content, %  
 $\bullet$  =  $W_p$  = Plastic limit, %  
 $\Delta$  =  $W_L$  = Liquid limit, %  
 $\gamma$  = Bulk density, t/m<sup>3</sup>  
 $G_s$  = Specific gravity  
 $e_o$  = Void ratio  
 $S_r$  = Saturation, %





TESTANA ENGINEERING, Inc.

## A.1.1. BORING LOG

BOREHOLE #: DB - 1

PROJECT: Malioboro City Apartemen, 13 lantai.

DATE OF TESTING: August 20 to 23, 2013

GROUND WATER LEVEL: - 0.05 m

LOCATION: Jl. Laksda Adi Sucipto KM 7, Yogyakarta.

DEPTH: 30 m

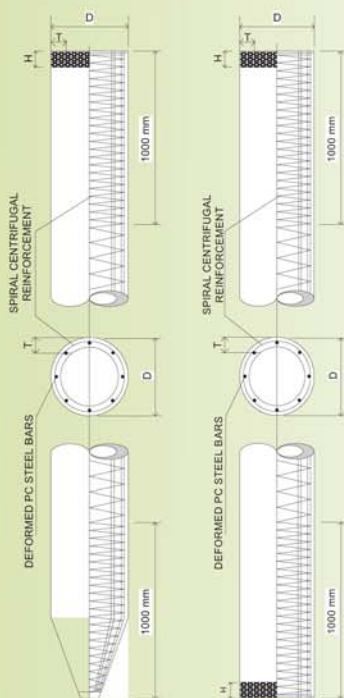
GROUND SURFACE LEVEL:  $\pm 0.00$  m

DEPTH, m.	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST				STRENGTH TEST			ATTERBERG LIMITS						$\gamma$	Gs	eo	Sr
		0 10 20 30 40				TYPE	C	$\phi$	0 20 40 60 80 100									
0	Sand, grey, little gravel, trace silt, medium.																	
1																		
2	Sand, grey, trace silt, medium to dense.						QT	0.04	37		30				1.94	2.71	0.82	100
3																		
4																		
5																		
6	Sand, grey, trace silt, medium to dense.																	
7							QT	0.00	40		27				1.99	2.72	0.74	100
8																		
9																		
10	Sand, grey, some gravel, some silt, medium.																	
11																		
12																		
13																		
14	Sand, grey, some gravel, some silt, medium.																	
15																		
16																		
17																		
18	Sand, grey, little gravel, trace silt, medium.																	
19																		
20																		
21																		
22	Silt, brown, some sand, little clay. Sand, grey, trace silt																	
23																		
24																		
25																		
26	Silt, greyish brown, little sand, little clay, dense.																	
27																		
28																		
29																		
30	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
31																		
32																		
33																		
34	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
35																		
36																		
37																		
38	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
39																		
40																		
41																		
42	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
43																		
44																		
45																		
46	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
47																		
48																		
49																		
50	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
51																		
52																		
53																		
54	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
55																		
56																		
57																		
58	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
59																		
60																		
61																		
62	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
63																		
64																		
65																		
66	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
67																		
68																		
69																		
70	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
71																		
72																		
73																		
74	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
75																		
76																		
77																		
78	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
79																		
80																		
81																		
82	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
83																		
84																		
85																		
86	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
87																		
88																		
89																		
90	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
91																		
92																		
93																		
94	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
95																		
96																		
97																		
98	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
99																		
100																		
101																		
102	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
103																		
104																		
105																		
106	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
107																		
108																		
109																		
110	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
111																		
112																		
113																		
114	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
115																		
116																		
117																		
118	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
119																		
120																		
121																		
122	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
123																		
124																		
125																		
126	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
127																		
128																		
129																		
130	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
131																		
132																		
133																		
134	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
135																		
136																		
137																		
138	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
139																		
140																		
141																		
142	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
143																		
144																		
145																		
146	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
147																		
148																		
149																		
150	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
151																		
152																		
153																		
154	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
155																		
156																		
157																		
158	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
159																		
160																		
161																		
162	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
163																		
164																		
165																		
166	Sand, grey, trace silt, very dense.																	
167																		
168																		
169																		





## Figure & Specification



Out Side Diameter	Type	Thickness	Cross Section Area	Bearing Capacity	Cracking Bending Moment	Ultimate Bending Moment
( mm )		( mm )	( Cm <sup>2</sup> )	( ton )	( t.m )	( t.m )
300	A	60	452.4	70	2,5	3,8
	AB				3,0	5,0
	B				3,5	6,3
	C				4,0	8,0
350	A	65	582.0	90	3,5	5,2
	AB				4,0	7,1
	B				5,0	9,0
	C				6,0	12
400	A	70	765.8	118	5,5	8,2
	AB				6,5	10,7
	B				7,5	13,5
	C				9,0	18,0
450	A	75	929.9	143	7,5	11,2
	AB				9,0	15,5
	B				11,0	19,8
	C				12,0	25,0
500	A	90	1159.0	178	10,5	15,7
	AB				12,5	18,8
	B				15,0	27,0
	C				17,0	34,0
600	A	100	1670.8	242	17,0	25,5
	AB				20,0	35,3
	B				25,0	45,0
	C				29,0	58,0

The manufacture of this pile uses combine system : Prestressing, Spinning and Steam Curing Which are done in the plant. Due to above system, the resulted process the folowing qualities : Stable, High Qua;ity, High Density of Concrete, with extremely low absorption rate, totally free of corrosion problem High Resistance to shock, due to it's elasticity. The effective prestress at type A, AB, B, C are about 40,60, 80, 100 Kg/Cm<sup>2</sup> respectively. Bearing capacity determined by the material of concrete with concrete allowable stress in accordace with ACI 543 :  $0.33 \times 500 - 0.27 \times 40 = 154 \text{ Kg/Cm}^2$  ( for type A ple, the other types are changed of effective prestressed).

### Calculation of Bearing Capacity Dynamic Formula

$$Ra = \frac{2WH}{5S \cdot 0.1}$$

Ra = Allowable Bearing Capacity (ton)

W = Weight of Hammer (ton)

H = Height of Ram Stroke (m)

S = Final Settlement of Pile, Determined as the average of the average of the last 10 blows (m)



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

#### JUDUL GAMBAR

Denah Lantai 1  
Denah Lantai 2 - 5

SKALA  
1 : 150

#### KODE GAMBAR

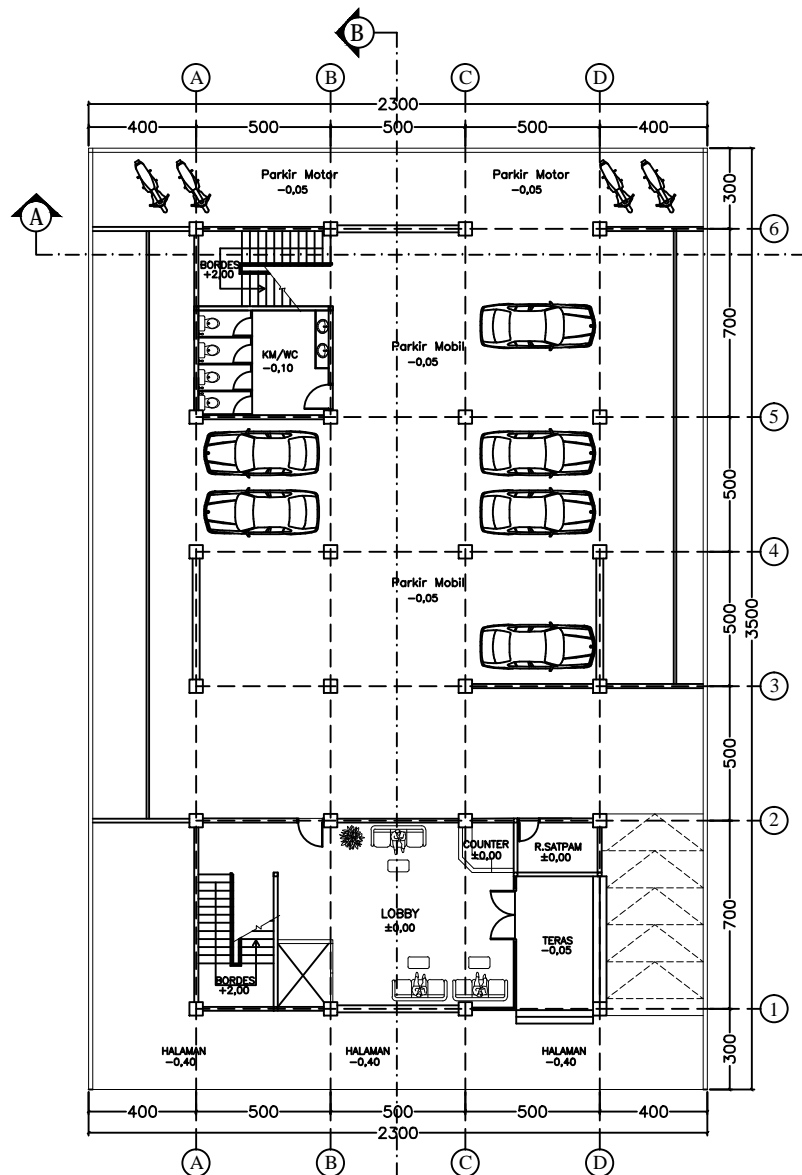
STR

#### NO LEMBAR

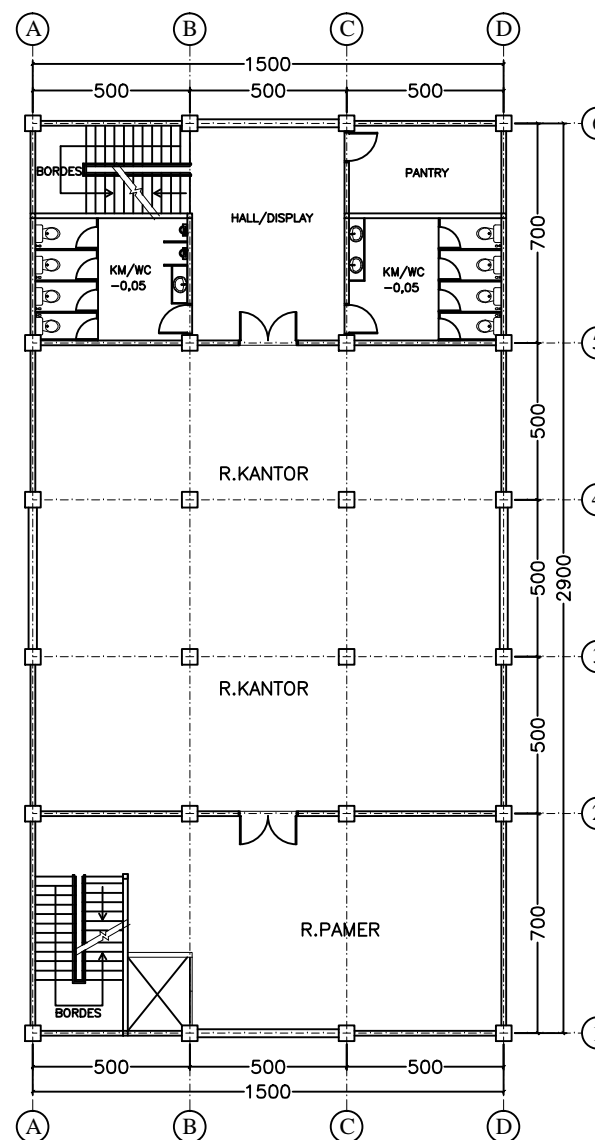
1

#### JML. LEMBAR

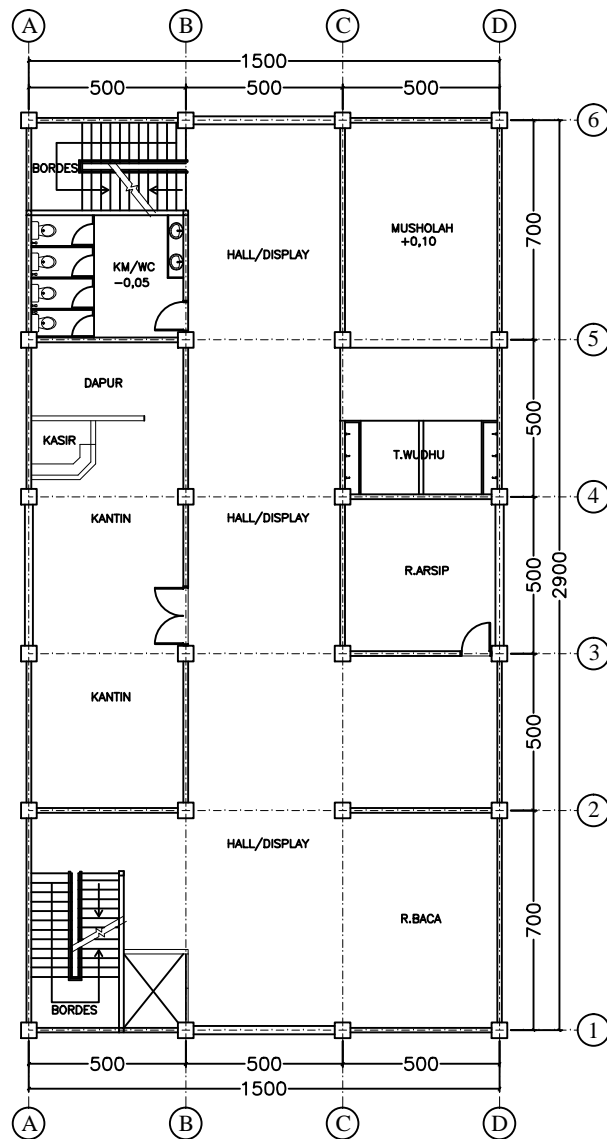
26



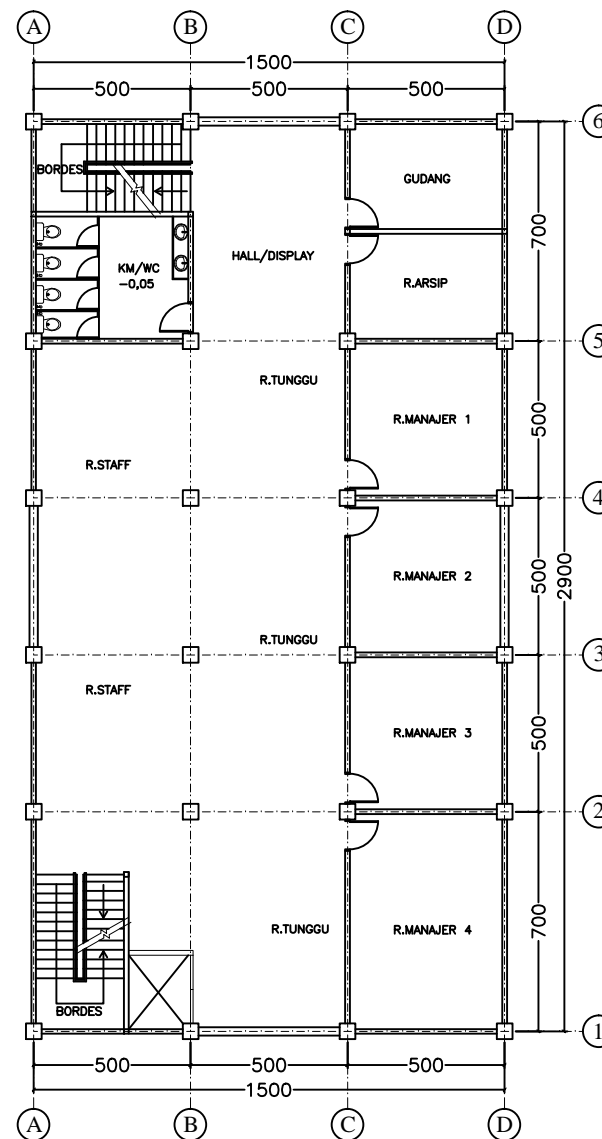
DENAH LANTAI I ELV. ±0,00



DENAH LANTAI 2 ELV. +4,00  
DENAH LANTAI 3 ELV. +8,00  
DENAH LANTAI 4 ELV. +12,00  
DENAH LANTAI 5 ELV. +16,00



DENAH LANTAI 6 elv.+20,00



DENAH LANTAI 7 elv.+24,00



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

#### JUDUL GAMBAR

Denah Lantai 6  
Denah Lantai 7

#### SKALA

1 : 150

#### KODE GAMBAR

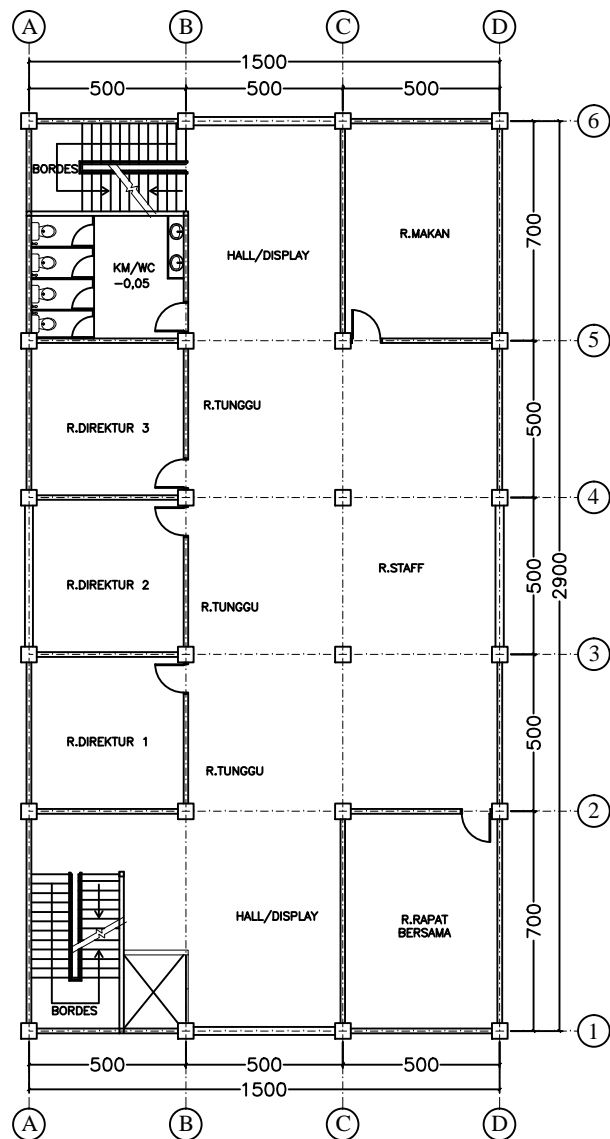
STR

#### NO LEMBAR

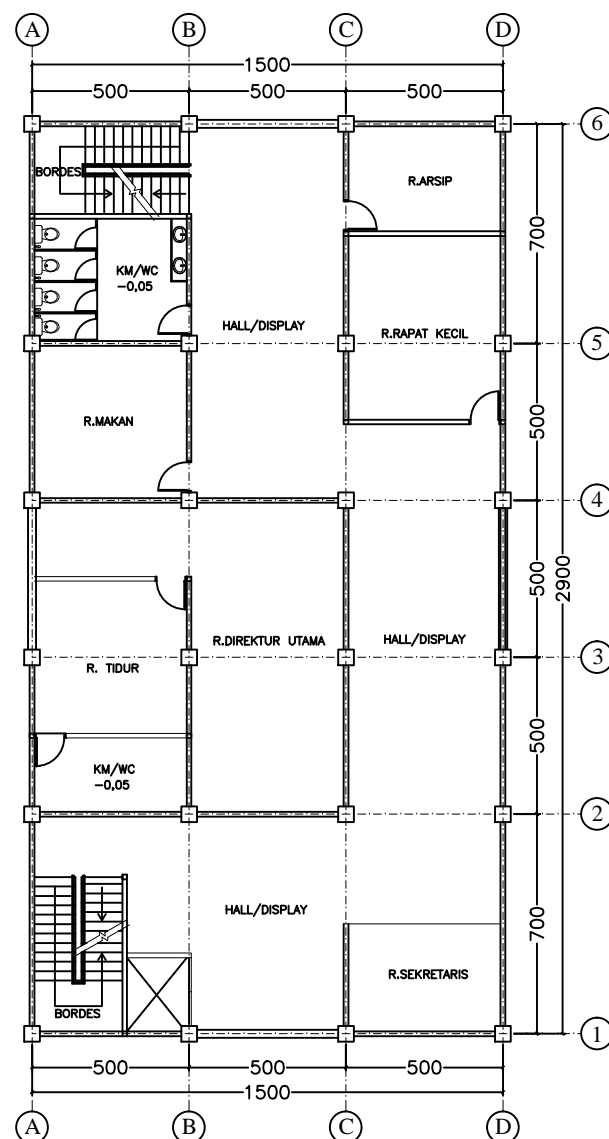
2

#### JML. LEMBAR

26



DENAH LANTAI 8 elv.+28,00



DENAH LANTAI 9 elv.+32,00



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

#### JUDUL GAMBAR

Denah Lantai 8  
Denah Lantai 9

#### SKALA

1 : 150

#### KODE GAMBAR

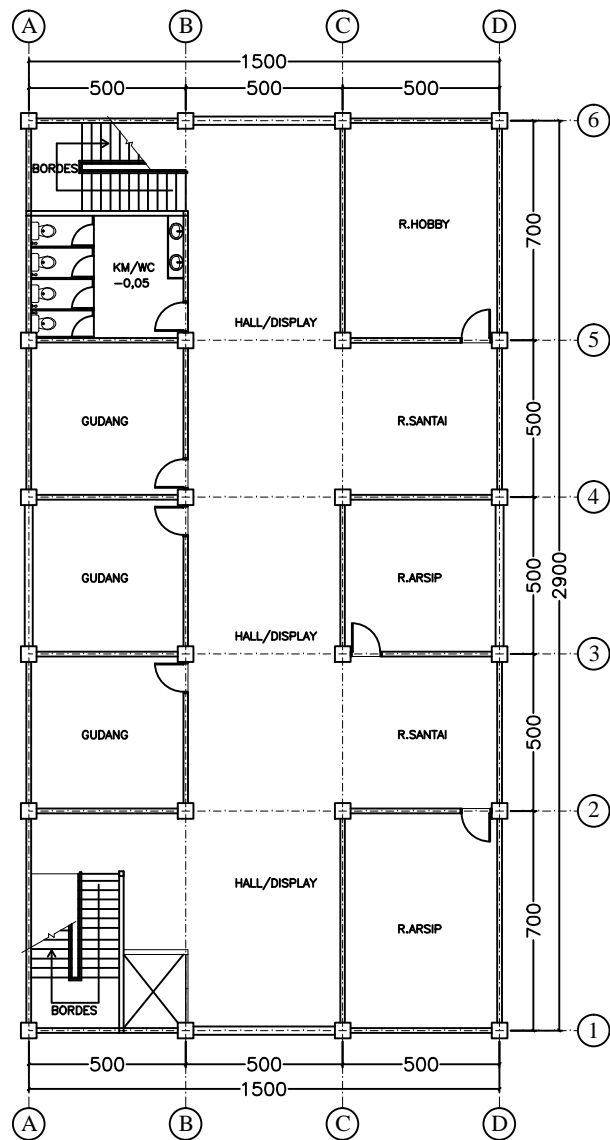
STR

#### NO LEMBAR

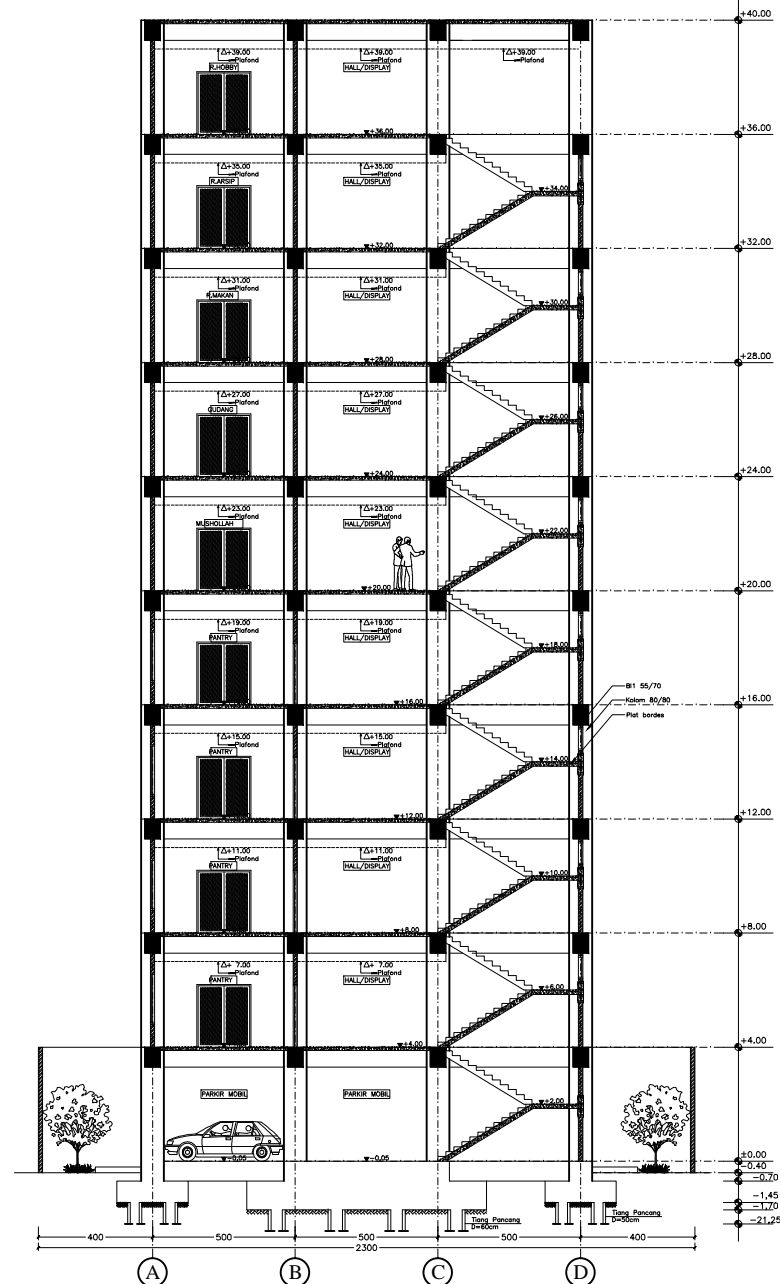
3

#### JML. LEMBAR

26



DENAH LANTAI 10 elv.+36,00



POTONGAN A-A



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

#### JUDUL GAMBAR

Denah Lantai 10  
Potongan A-A

1 : 150

#### KODE GAMBAR

STR

#### NO LEMBAR

4

#### JML. LEMBAR

26



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurnian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

#### JUDUL GAMBAR

Potongan B - B

#### SKALA

1 : 150

#### KODE GAMBAR

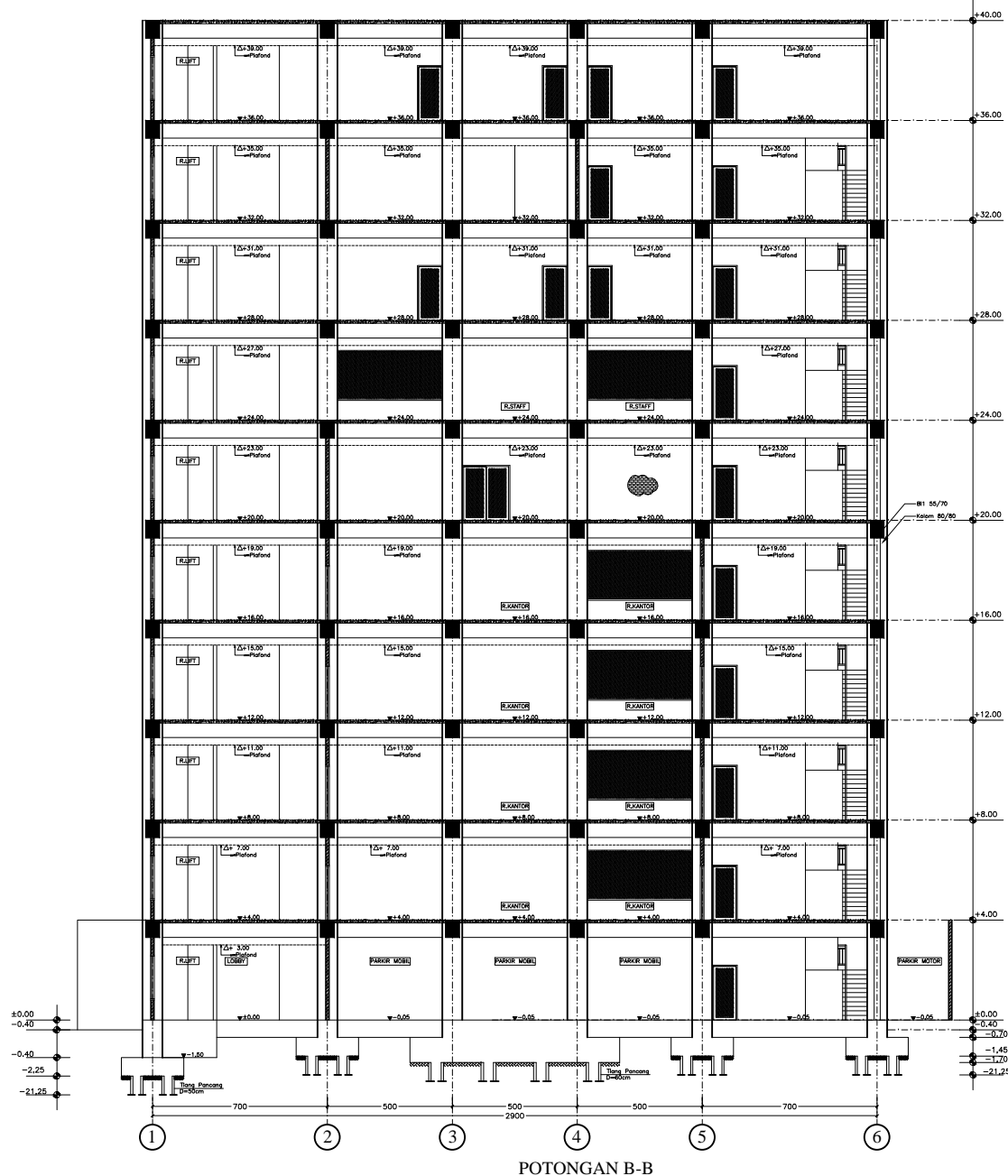
STR

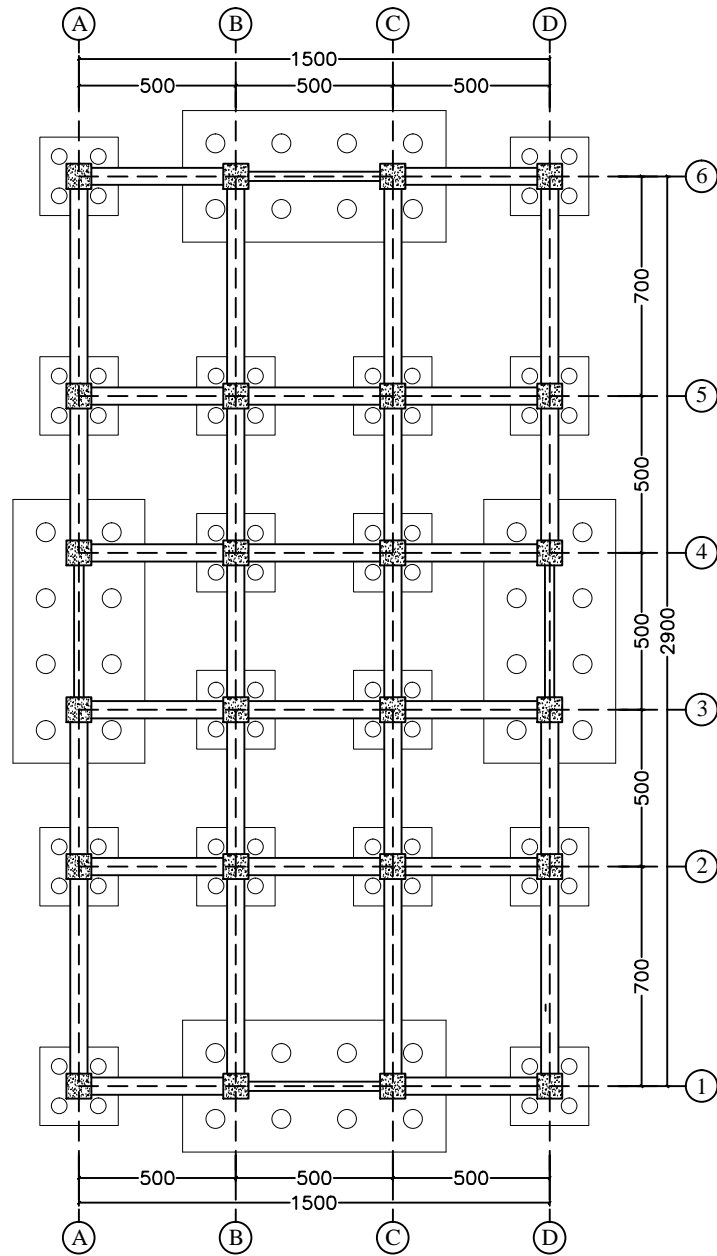
#### NO LEMBAR

5

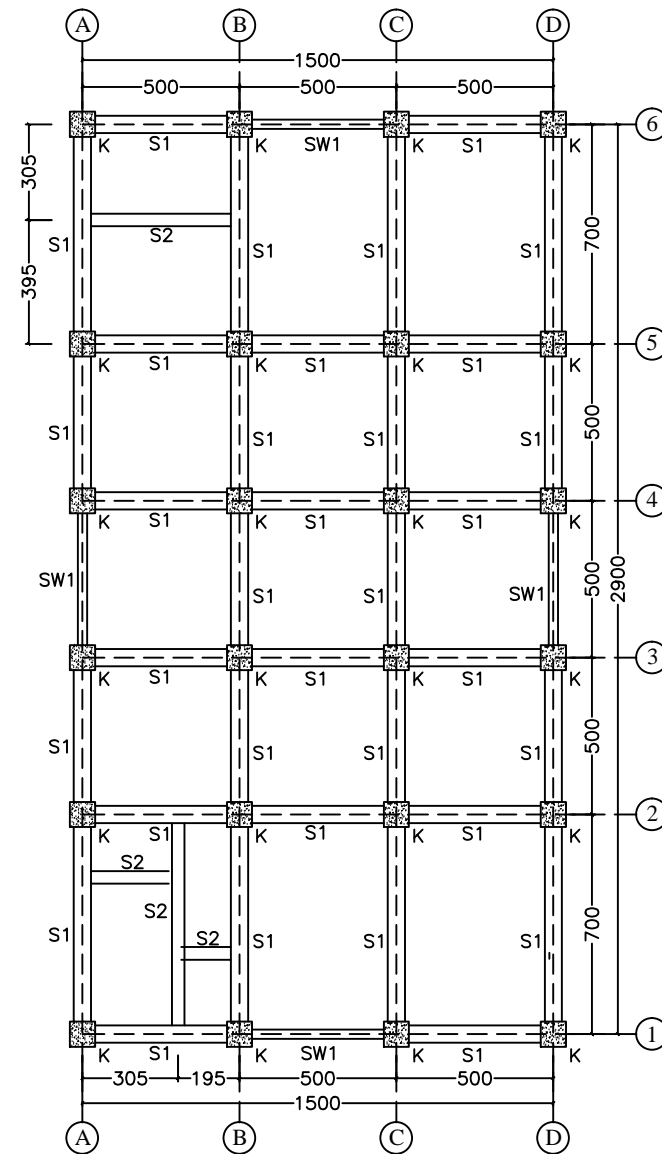
#### JML. LEMBAR

26





DENAH PONDASI



DENAH SLOOF, KOLOM,  
SHEARWALL LT.1



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

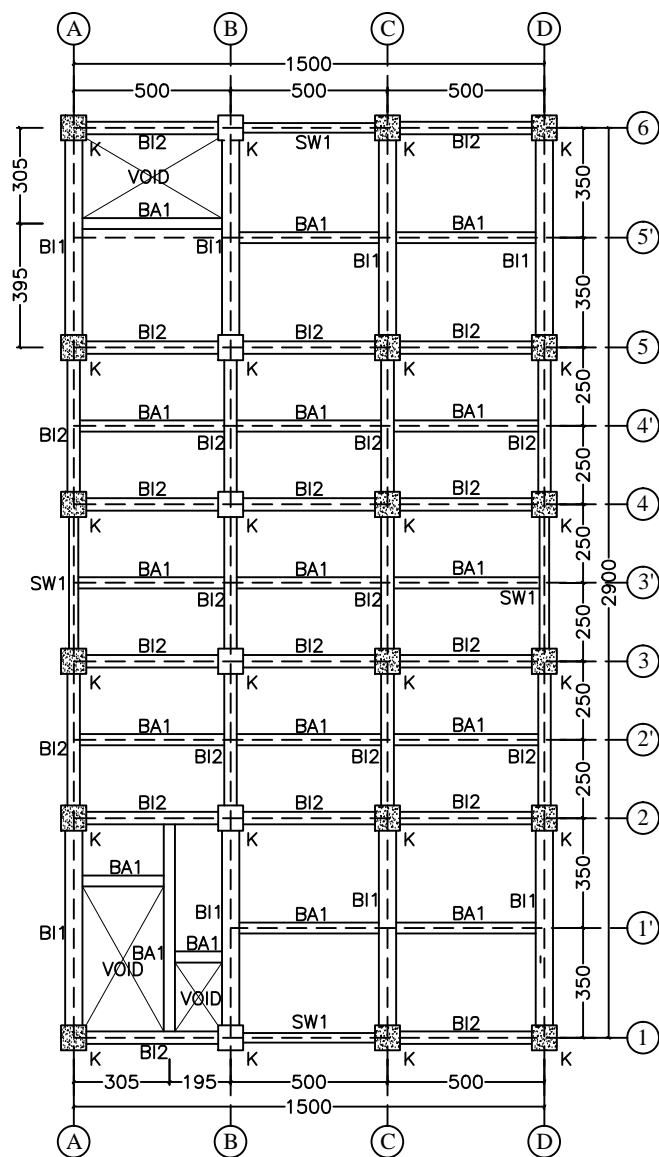
Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

JUDUL GAMBAR	SKALA
Denah Pondasi Denah Sloof, Kolom Shearwall Lt.1	1 : 150

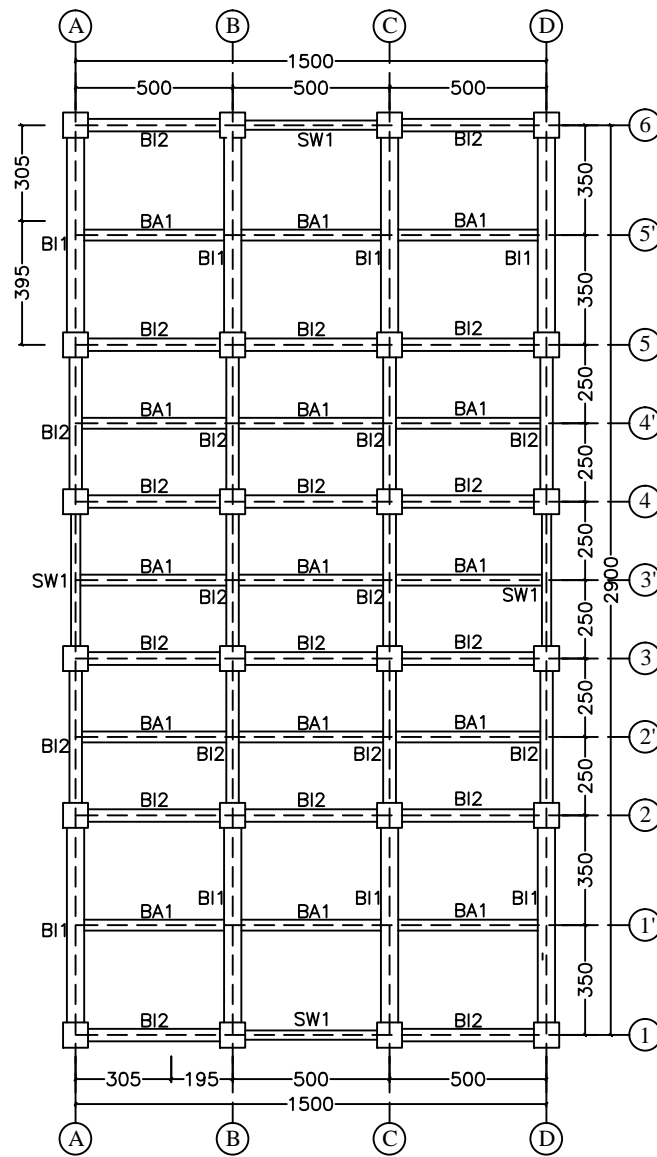
#### KODE GAMBAR

STR

NO LEMBAR	JML. LEMBAR
6	26



DENAH BALOK, KOLOM,  
SHEARWALL LT.2-10



DENAH BALOK LT.ATAP



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

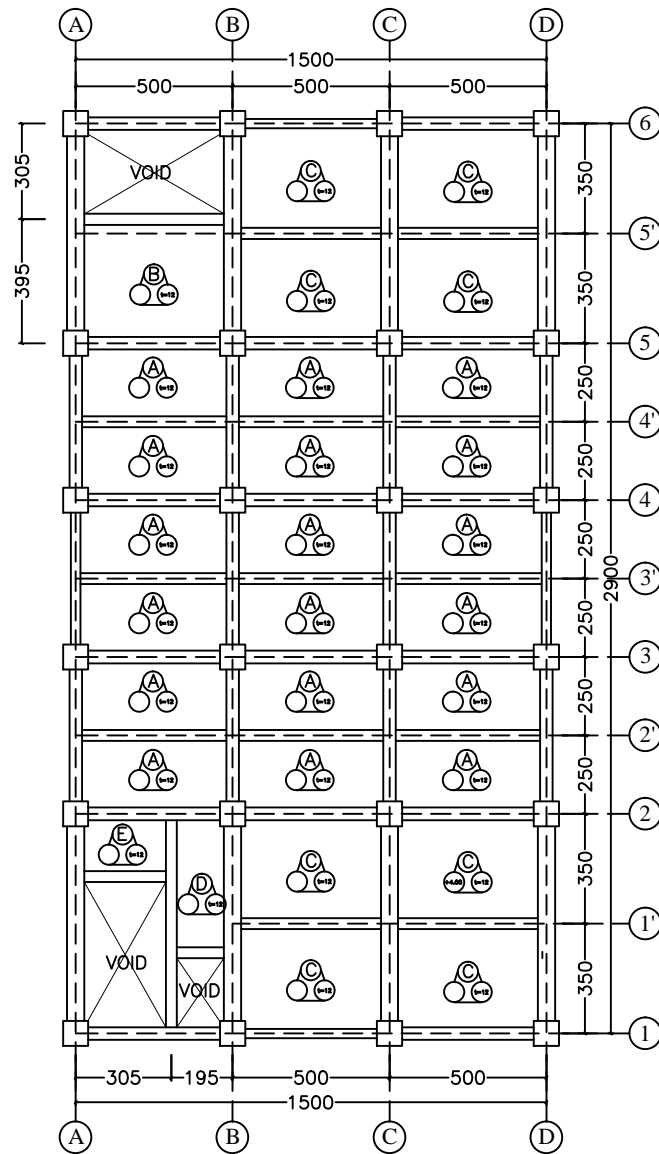
JUDUL GAMBAR	SKALA
Denah Sloof, Kolom Shearwall Lt.1 Denah Balok Lt. Atap	1 : 150

#### KODE GAMBAR

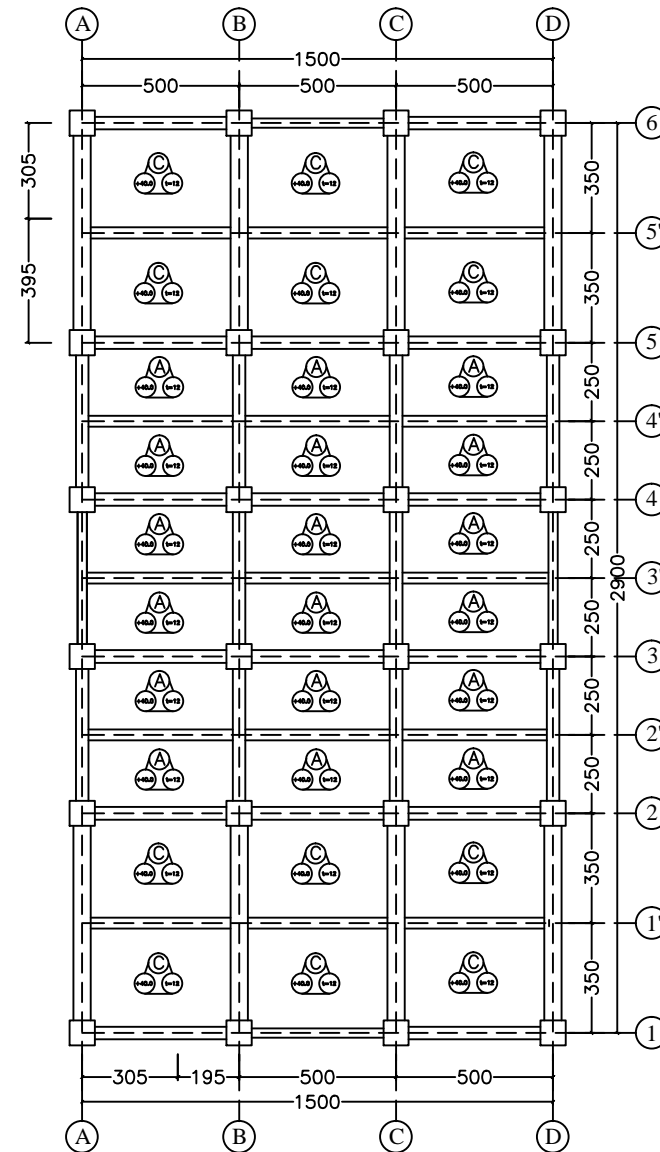
STR

NO LEMBAR	JML. LEMBAR
7	26





DENAH PELAT LT.2-10



DENAH PELAT LT.ATAP



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurnian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

JUDUL GAMBAR	SKALA
Denah Pelat Lt.2 -10 Denah Pelat Lt. Atap	1 : 150

#### KODE GAMBAR

STR

NO LEMBAR	JML. LEMBAR
8	26



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

KETERANGAN

REVISI

JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

JUDUL GAMBAR

SKALA

Tabel Penulagan  
Balok Induk Lt.2 -  
Atap

1 : 10

KODE GAMBAR

STR

NO LEMBAR

9

JML. LEMBAR

26

TABEL PENULANGAN BALOK INDUK Lt.2 - Atap

Tipe Balok	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
B11 (550 x 700) L = 7000mm			
Tulangan Atas	8 D 19	3 D 19	8 D 19
Tulangan Bawah	5 D 19	5 D 19	5 D 19
Tulangan Torsi	2 Ø 10	2 Ø 10	2 Ø 10
Sengkang	D13 - 100	D13 - 125	D13 - 100
Selimit Beton	40 mm	40 mm	40 mm



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

KETERANGAN

REVISI

JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

JUDUL GAMBAR SKALA

Tabel Penulangan  
Balok Induk Lt.2 -  
Atap 1 : 10

KODE GAMBAR

STR

NO LEMBAR JML. LEMBAR

10 26

**TABEL PENULANGAN BALOK INDUK Lt.2 - Atap**

Tipe Balok	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
BI2 (400 x 600) L = 5000mm			
Tulangan Atas	6 D 19	2 D 19	6 D 19
Tulangan Bawah	4 D 19	4 D 19	4 D 19
Tulangan Torsi	2 Ø 10	2 Ø 10	2 Ø 10
Sengkang	D13 - 125	D13 - 150	D13 - 125
Selimut Beton	40 mm	40 mm	40 mm



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

KETERANGAN

REVISI

JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

JUDUL GAMBAR SKALA

Tabel Penulagan  
Balok Anak Lt.2 -  
Atap

1 : 10

KODE GAMBAR

STR

NO LEMBAR JML. LEMBAR

11

26

**TABEL PENULANGAN BALOK ANAK Lt.2 - Atap**

Tipe Balok	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
BA1 (350 x 550) L = 5000mm			
Tulangan Atas	4 D 16	2 D 16	4 D 16
Tulangan Bawah	2 D 16	4 D 16	2 D 16
Tulangan Torsi	2 Ø 10	2 Ø 10	2 Ø 10
Sengkang	Ø10 - 150	Ø10 - 200	Ø10 - 150
Selimut Beton	30 mm	30 mm	30 mm



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

#### JUDUL GAMBAR

Tabel Penulagan  
Balok Bordes &  
Lift

#### SKALA

1 : 10

#### KODE GAMBAR

STR

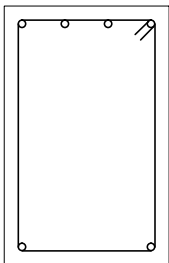
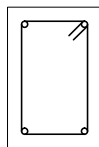
#### NO LEMBAR

12

#### JML. LEMBAR

26

## TABEL PENULANGAN BALOK BORDES & LIFT

Tipe Balok	Tumpuan & Lapangan	Tipe Balok	Tumpuan & Lapangan
B. LIFT (350 x 550) L = 1950mm		B. BORDES (200 x 300) L = 2800mm	
Tulangan Atas	4 D 16	Tulangan Atas	2 D 13
Tulangan Bawah	2 D 16	Tulangan Bawah	2 D 13
Tulangan Torsi	-	Tulangan Torsi	-
Sengkang	Ø10 - 100	Sengkang	Ø10 - 100
Selimut Beton	30 mm	Selimut Beton	30 mm



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

KETERANGAN

REVISI

JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

JUDUL GAMBAR

SKALA

Tabel Penulangan  
Kolom

1 : 10

KODE GAMBAR

STR

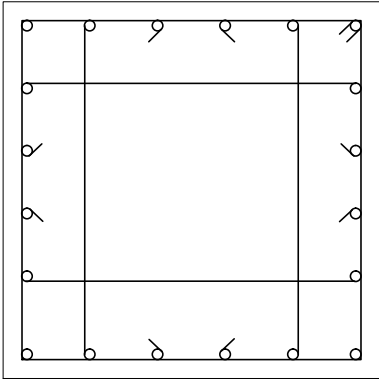
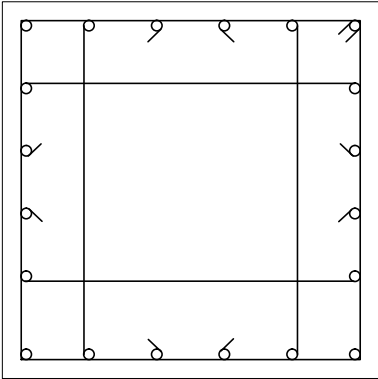
NO LEMBAR

13

JML. LEMBAR

26

**TABEL PENULANGAN KOLOM**

Tipe Balok	Tumpuan Kiri & Kanan	Lapangan
K (800 x 800) L = 4000mm		
Tulangan	20 D 22	20 D 22
Sengkang	4Ø12 - 125	4Ø12 - 200
Selimut Beton	40 mm	40 mm



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

#### JUDUL GAMBAR

Tabel Penulagan  
Sloof Lt.1

#### SKALA

1 : 10

#### KODE GAMBAR

STR

#### NO LEMBAR

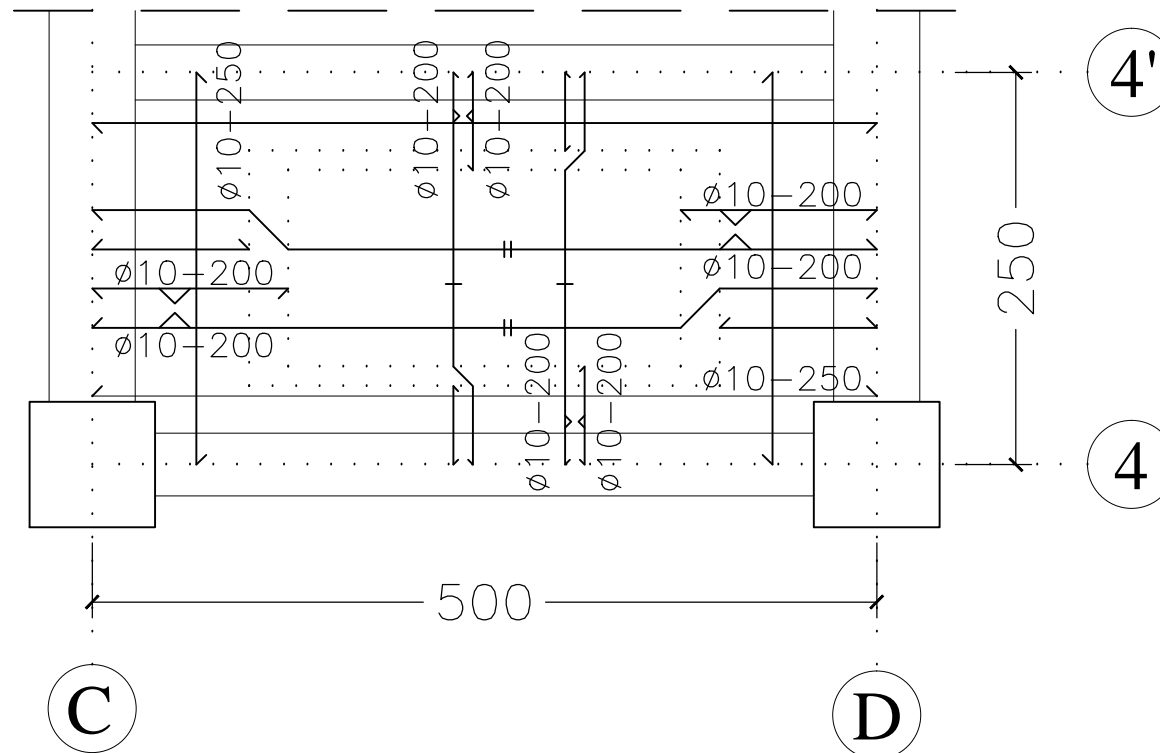
14

#### JML. LEMBAR

26

**TABEL PENULANGAN SLOOF 1 Lt.1**

Tipe Balok	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
BI1 (550 x 700) L = 7000mm			
Tulangan Atas	5 D 22	5 D 22	5 D 22
Tulangan Bawah	5 D 22	5 D 22	5 D 22
Tulangan Torsi	2 Ø 10	2 Ø 10	2 Ø 10
Sengkang	Ø10 - 200	Ø10 - 250	Ø10 - 200
Selimut Beton	50 mm	50 mm	50 mm



DETAIL PELAT TYPE A  
skala 1:35



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

#### JUDUL GAMBAR

Detail Pelat  
Type A

1 : 35

#### KODE GAMBAR

STR

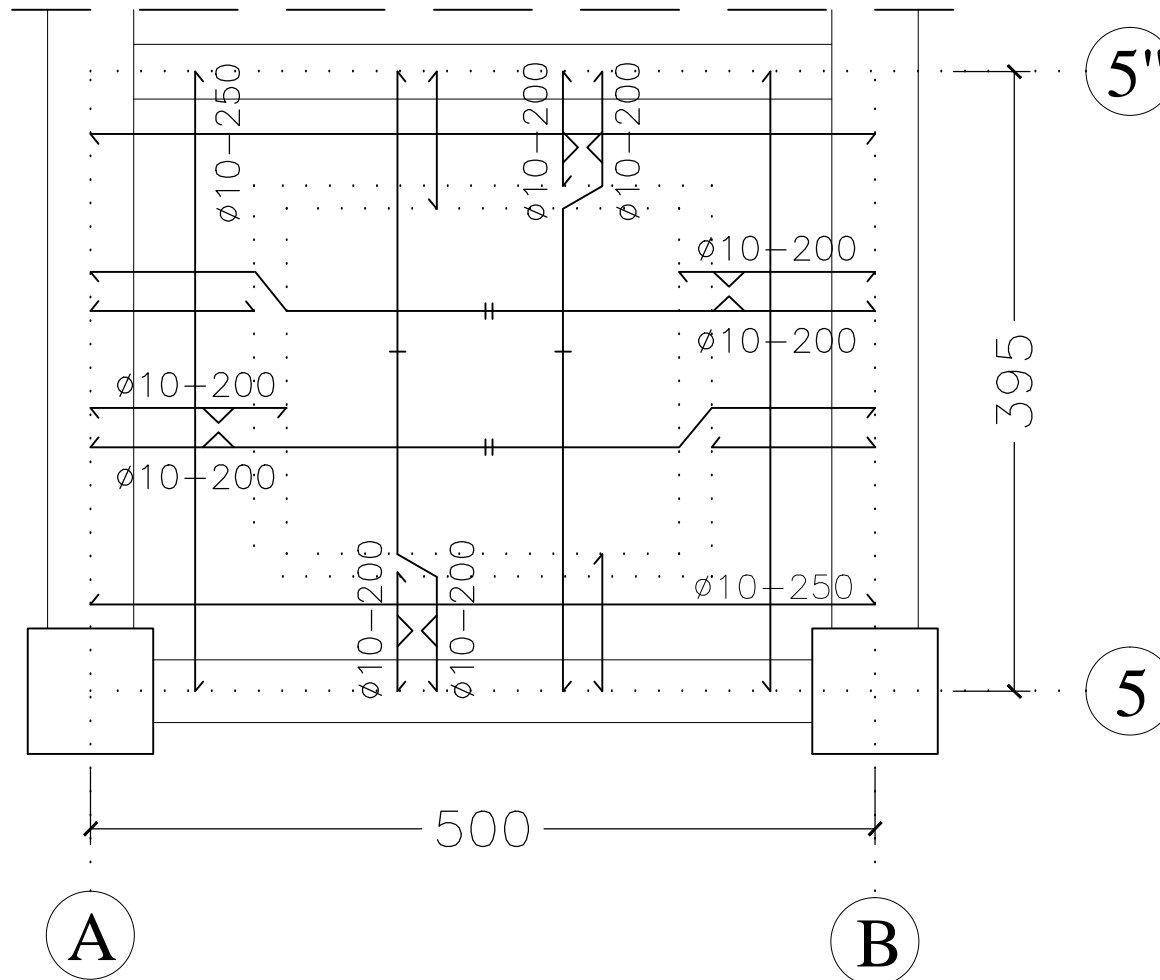
#### NO LEMBAR

15

#### JML. LEMBAR

26





DETAIL PELAT TYPE B  
skala 1:35



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

#### JUDUL GAMBAR

#### SKALA

Detail Pelat  
Type B

1 : 35

#### KODE GAMBAR

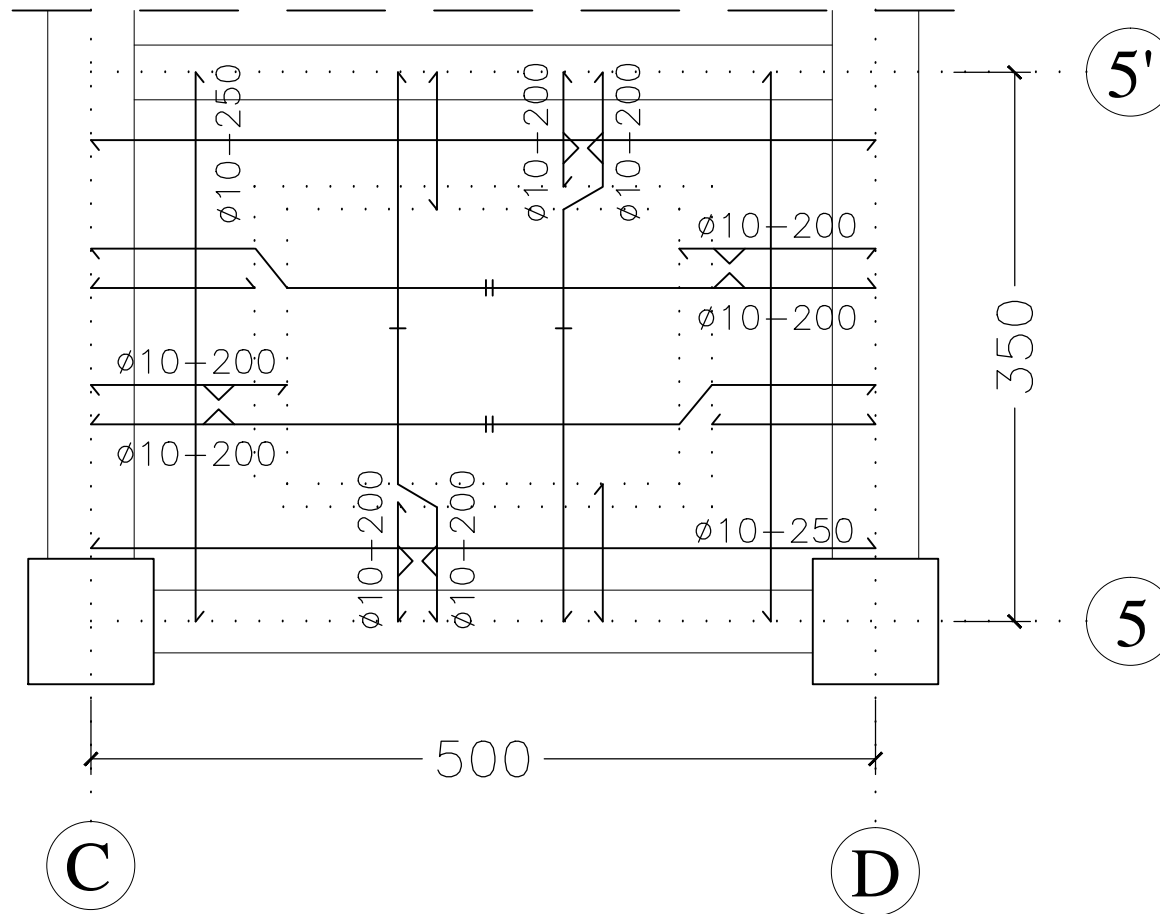
STR

#### NO LEMBAR

#### JML. LEMBAR

16

26



DETAIL PELAT TYPE C  
skala 1:35



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

KETERANGAN

REVISI

JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

JUDUL GAMBAR SKALA

Detail Pelat  
Type C

1 : 35

KODE GAMBAR

STR

NO LEMBAR JML. LEMBAR

17

26



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

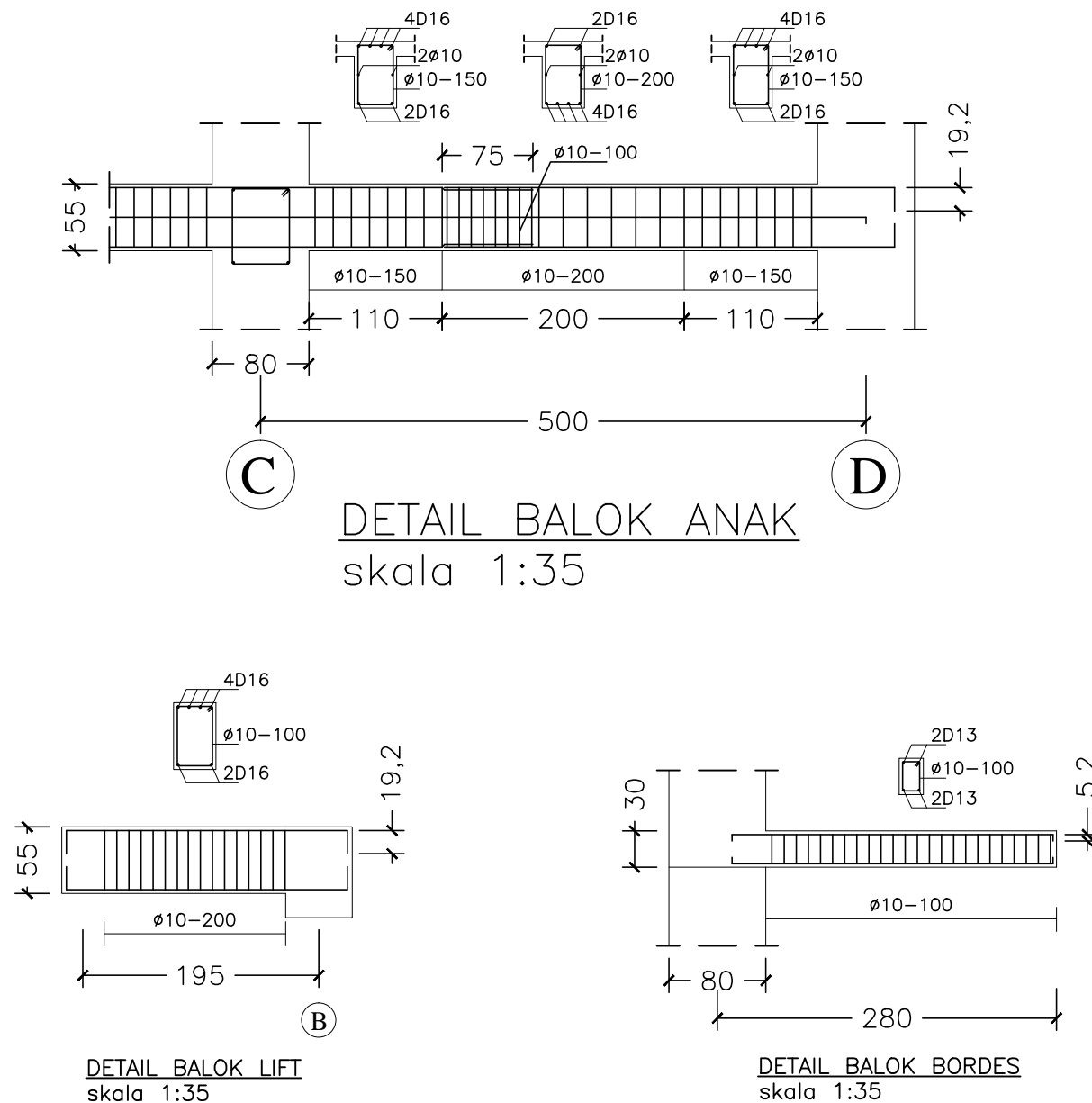
Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

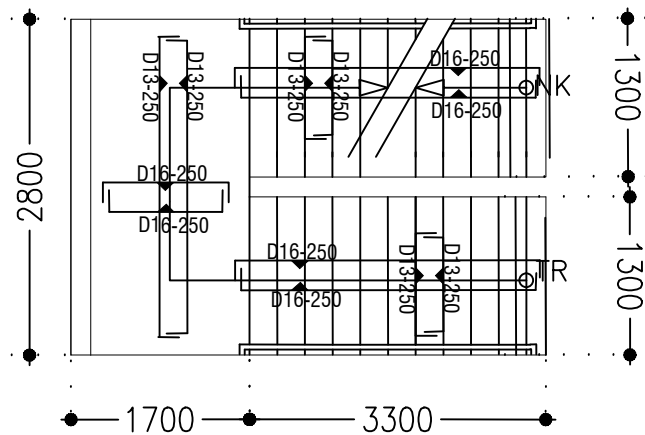
JUDUL GAMBAR	SKALA
Detail Balok Anak Detail Balok Lift Detail Balok Bordes	1 : 35

#### KODE GAMBAR

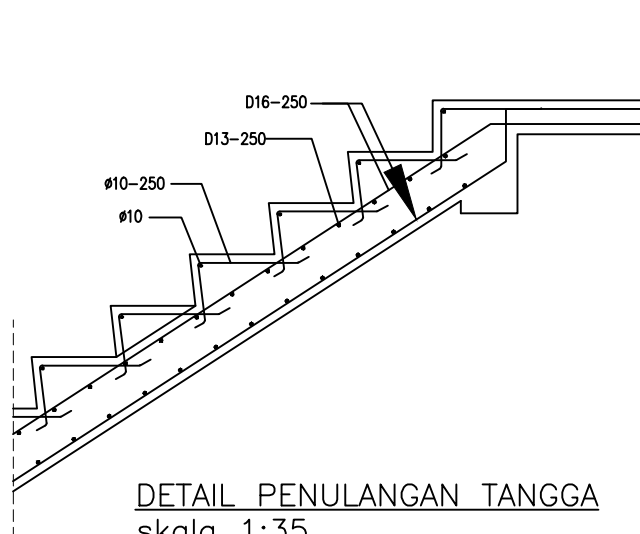
STR

NO LEMBAR	JML. LEMBAR
18	26

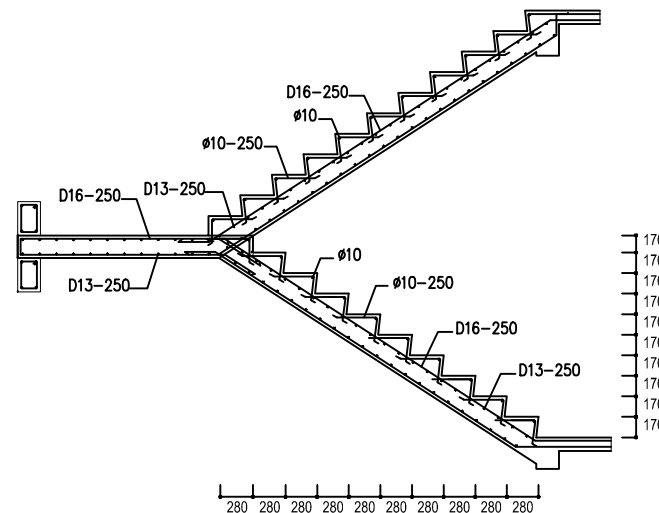




RENCANA TANGGA  
skala 1:35



DETAIL PENULANGAN TANGGA  
skala 1:35



RENCANA PENULANGAN TANGGA  
skala 1:35



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

JUDUL GAMBAR	SKALA
Rencana Tangga Detail Penulangan Tangga Renc. Penulangan Tangga	1 : 35

#### KODE GAMBAR

**STR**

NO LEMBAR	JML. LEMBAR
-----------	-------------

**19 26**



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

#### JUDUL GAMBAR

#### SKALA

Detail Balok  
Induk 1

1 : 35

#### KODE GAMBAR

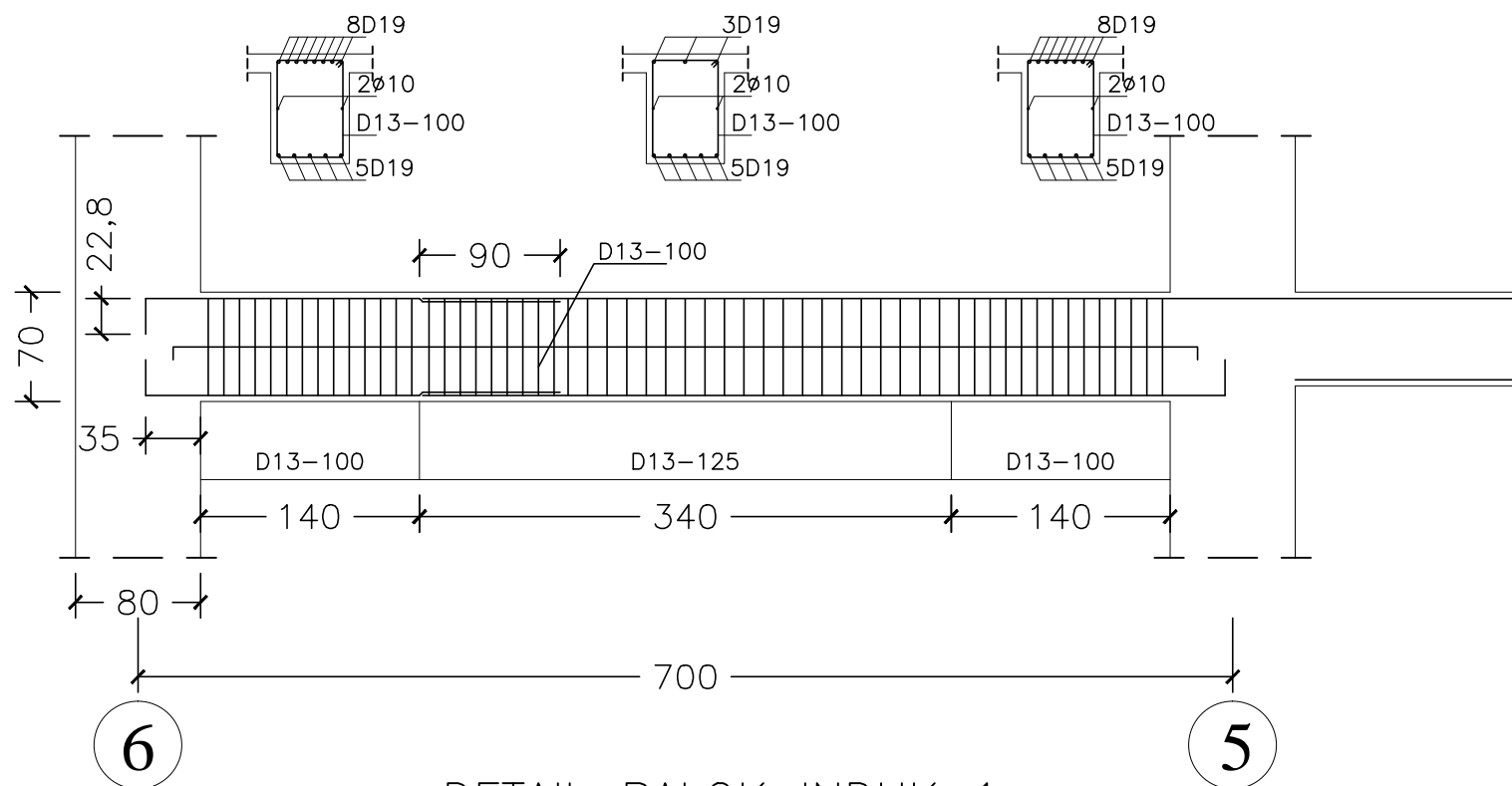
STR

#### NO LEMBAR

#### JML. LEMBAR

20

26



DETAIL BALOK INDUK 1  
skala 1:35



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

#### JUDUL GAMBAR

#### SKALA

Detail Balok  
Induk 2

1 : 35

#### KODE GAMBAR

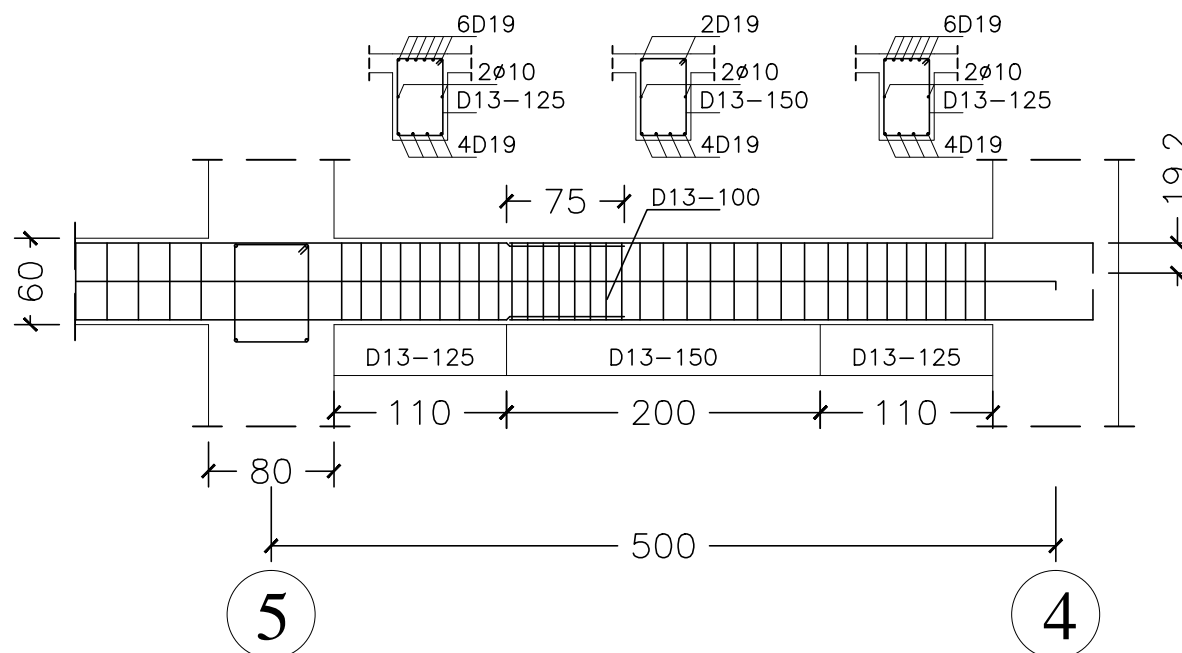
STR

#### NO LEMBAR

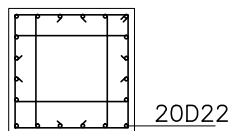
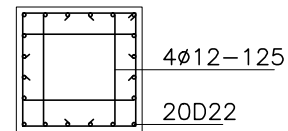
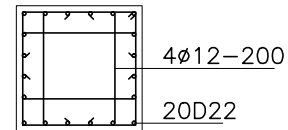
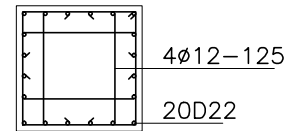
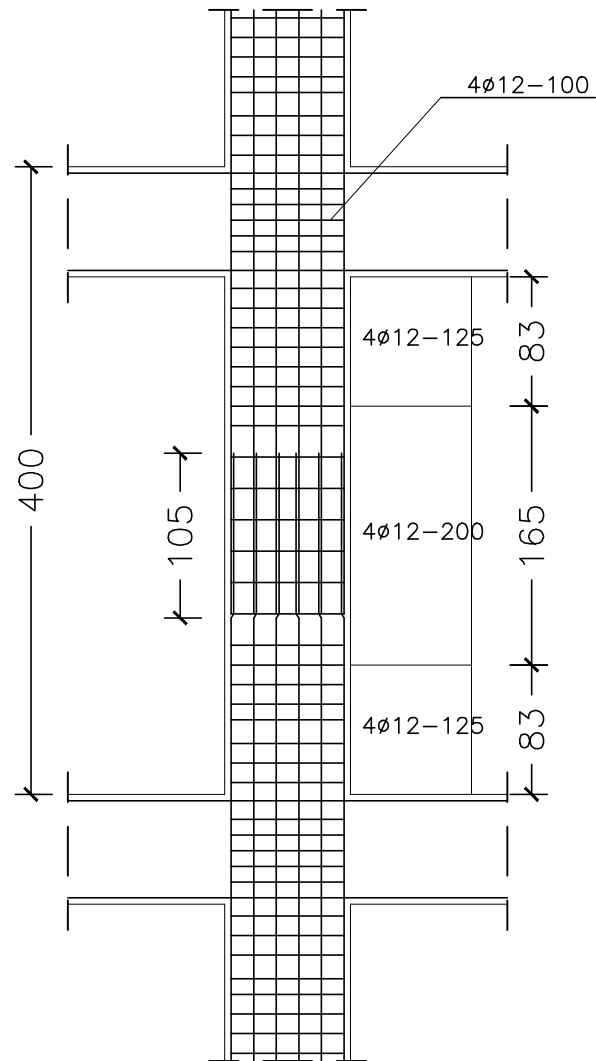
#### JML. LEMBAR

21

26



DETAIL BALOK INDUK 2  
skala 1:35



DETAIL KOLOM  
skala 1:35



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

#### JUDUL GAMBAR

Detail Kolom

#### SKALA

1 : 35

#### KODE GAMBAR

STR

#### NO LEMBAR

22

#### JML. LEMBAR

26



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

#### JUDUL GAMBAR

Detail Shearwall

#### SKALA

1 : 35

#### KODE GAMBAR

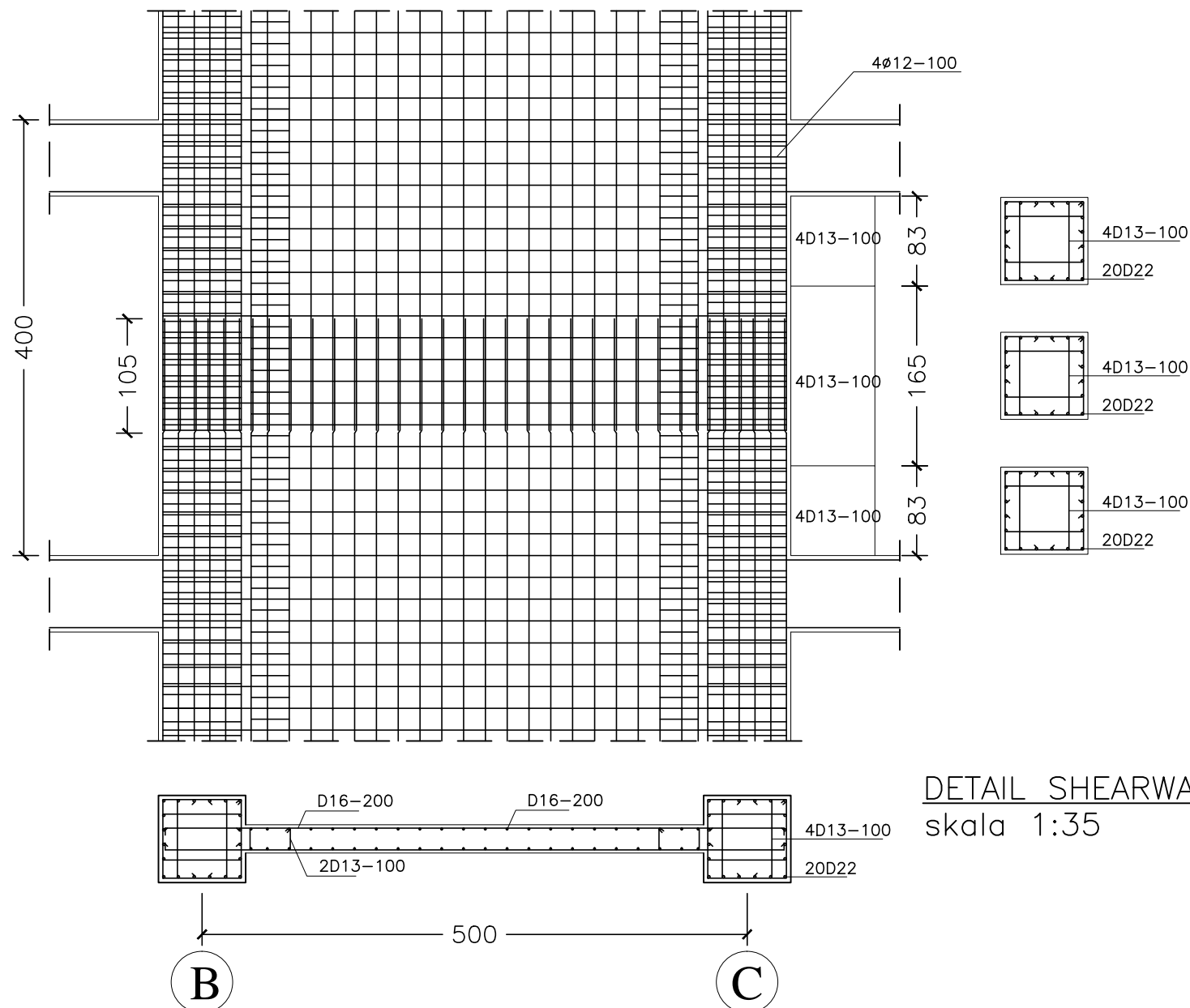
STR

#### NO LEMBAR

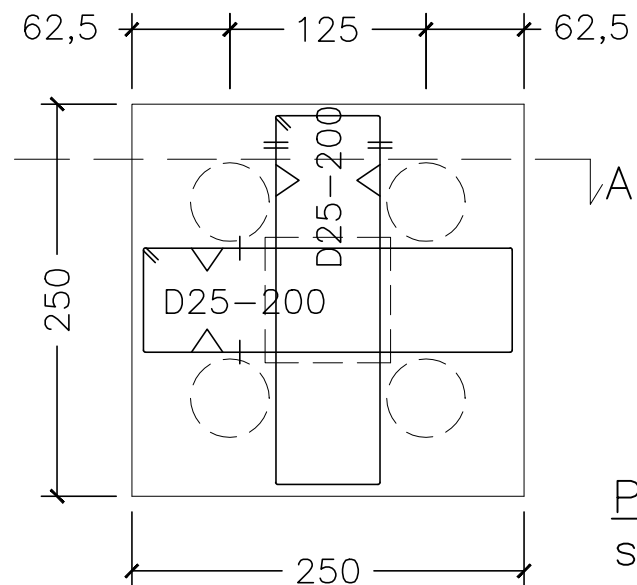
23

#### JML. LEMBAR

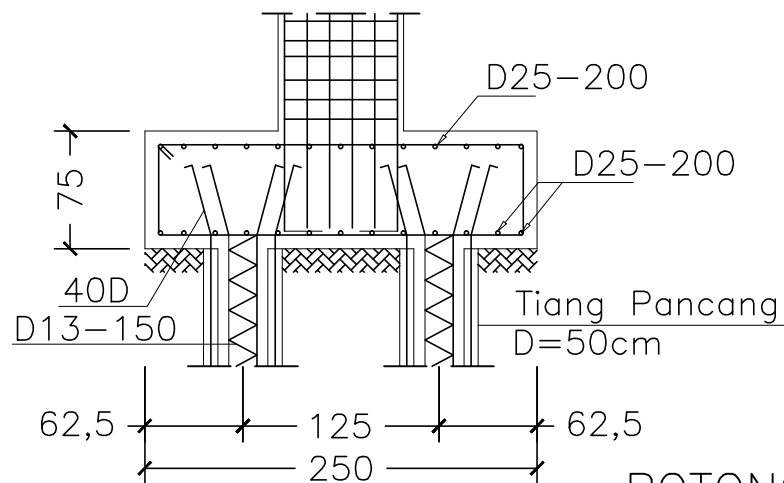
26







POER TYPE 1  
skala 1:35



POTONGAN A-A  
skala 1:35



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

KETERANGAN

REVISI

JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

JUDUL GAMBAR   SKALA

Poer Type 1  
Potongan A - A

1 : 35

KODE GAMBAR

STR

NO LEMBAR   JML. LEMBAR

24

26



PROGRAM LINTAS JALUR S-1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

#### KETERANGAN

#### REVISI

#### JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJAYA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

#### DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurnian Suprpto, MS

#### MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

#### JUDUL GAMBAR

Poer Type 2  
Potongan A - A

1 : 35

#### KODE GAMBAR

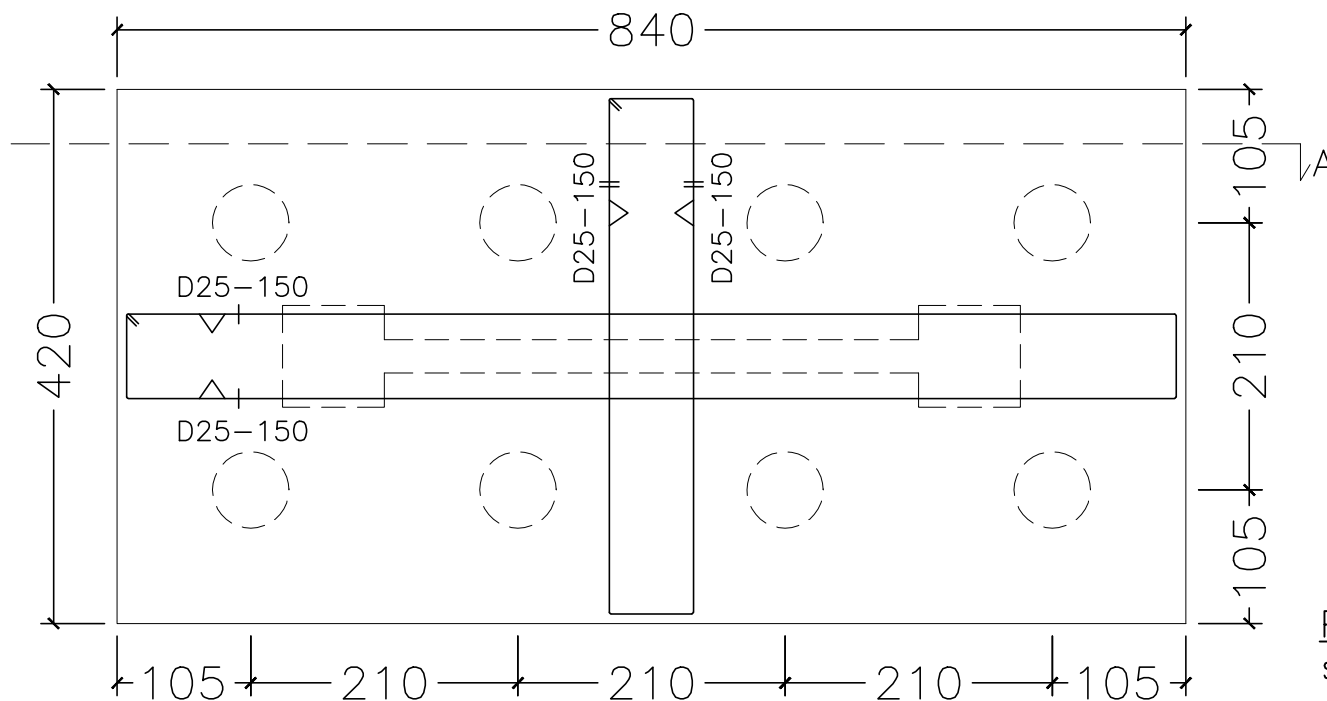
STR

#### NO LEMBAR

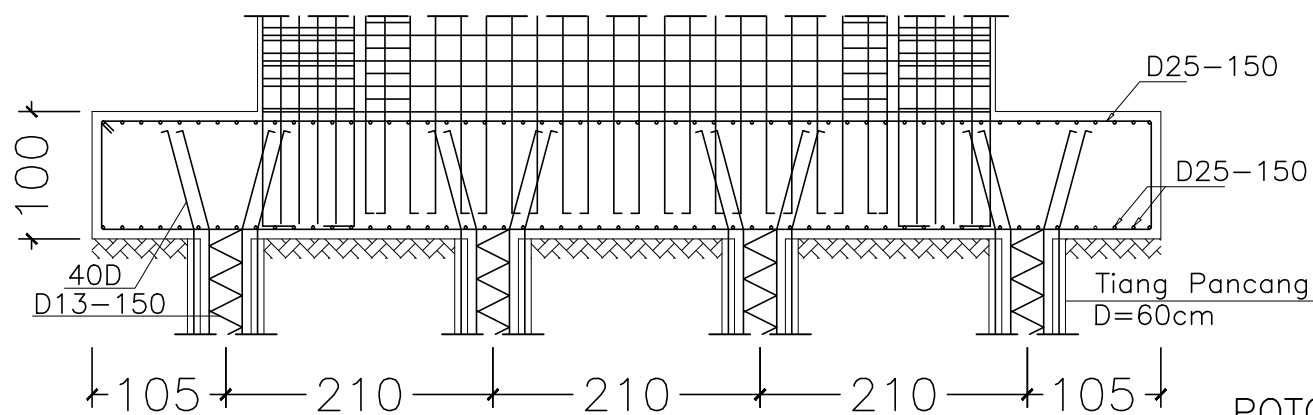
25

#### JML. LEMBAR

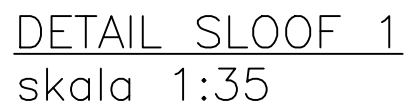
26



POER TYPE 2  
skala 1:35



POTONGAN A-A  
skala 1:35



KETERANGAN

## REVISI

## JUDUL TUGAS

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG KANTOR GRAHA ATMAJA  
DENGAN METODE DUAL SYSTEM DI  
DAERAH RESIKO GEMPA TINGGI

## DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT  
Ir. Kurdian Suprpto, MS

## MAHASISWA

Dody Hary Sasmito  
NRP. 3116 040 530

JUDUL GAMBAR	SKALA
--------------	-------

Detail Sloof 1	1 : 35
----------------	--------

KODE GAMBAR

STR

NO LEMBAR	JML. LEMBAR
-----------	-------------

26

26

## **BIODATA PENULIS**

### **Dody Hary Sasmito**



Penulis lahir di Surabaya, Jawa Timur pada tanggal 12 Januari 1993, merupakan anak terakhir dari 3 bersaudara. Pendidikan SD hingga SMA ditempuh penulis di SDN DUPAK VI Surabaya, SMPN 33 Surabaya, SMKN 7 Surabaya. Setelah lulus Penulis melanjutkan pendidikan Diploma 3 Sipil, Jurusan Teknik Sipil Program Studi Konstruksi Gedung angkatan 2011 dan kemudian lulus tahun 2014. Pada awal tahun 2015 penulis melanjutkan pendidikan Sarjana pada jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya melalui Program Lintas Jalur dan terdaftar dengan NRP 3114106043. Di Jurusan Teknik Sipil, penulis mengambil tugas akhir dengan judul “ Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Kantor Graha Atmaja dengan Metode Dual System di Daerah Resiko Gempa Tinggi. Bagi pembaca yang ingin berdiskusi, memberi kritik dan saran dapat berkorespondensi melalui email.

Contact Person:

Email : dodyhari123@gmail.com